Digitized by Google

Kuichling

Engin.
K
TH
5317
D28

ANNEX LIBRARY
B
086618

7-D
6

Cornell University Library
Ithaca, New York

THE LIBRARY OF
EMIL KUICHLING, C. E.
ROCHESTER, NEW YORK

THE GIFT OF
SARAH L. KUICHLING
1919

Digitized by Google

1246

Cornell University Library
TH 5317.D28
Lehrbuch der Mauerwerks-Konstruktionen.M
3 1924 004 982 843
engr, anx

KUICHLING
DATE DUE

MAY 13 '82 AP 19

GAYLORD
PRINTED IN U.S.A.

Digitized by Google

Digitized by Google

Lehrbuch

der

Mauerwerks-Konstruktionen

von

Ludwig Debo

Geheimer Regierungsrat, Baurat und Professor a. D.

Mit 508 Text-Abbildungen

Hannover

Verlag von Gebrüder Jänecke

1901

Digitized by Google

Übersetzungsrecht vorbehalten

(673)

Druck von Gebrüder Jänecke, Hannover

Digitized by Google

Vorwort.

Die gegenwärtig bestehende Lehre der Mauerwerks-Konstruktionen bedarf in mehrfacher Beziehung der Berichtigung und der Vervollständigung. Verschiedene Lehren, welche sich von alters fortgeerbt haben, teils aber auch erst in neuerer Zeit aufgestellt sind, stehen im Widerspruche mit der fortgeschrittenen Wissenschaft bezw. mit den weiter gewonnenen Erfahrungen. Es kommen in diesen Hinsichten hauptsächlich in Betracht: die Lehre von den Eigenschaften der Steine und der Mörtel, woraus sich die Regeln für deren Verwendung ergeben; ferner die Lehre der 10fachen Sicherheit bei der Belastung des Mauerwerks und der Steine; ferner die Lehre der Biegungsfestigkeit des Mauerwerks und der Druckverteilung in demselben bei excentrischer Belastung; ferner der Widerstand des Mauerwerks gegen Verschiebung (Gleiten, Reibung und Schubfestigkeit); ferner der Erddruck, die daraus sich ergebende Konstruktion der Futtermauern und die Zunahme der Tragfähigkeit der Fundamente mit der Zunahme der Tiefe derselben; ferner die Windwirkung auf Dächer, Türme, hohe Schornsteine und auf freistehende Mauern; ferner die Stärkenbestimmung der Gebäudemauern und der Einfriedigungsmauern; ferner die Regeln über die Stärke der Gewölbe und deren Widerlager; u. s. w.

Das sind zum Teil hochwichtige Grundlehren, durch deren Änderung auch die darauf gegründeten Lehren reformbedürftig werden.

Digitized by Google

Wie in allen Gebieten, so ist auch im Bereiche des Baufaches eine verständige Fortentwickelung als geboten anzuerkennen. Nicht Stillstand, sondern besonnener Fortschritt muss der Wahlspruch sein!

Ferner ist nach meiner Überzeugung als geboten zu erachten, in die Lehre der Baukonstruktionen auch die Handwerksregeln (Handwerksgebrauch und Gewohnheit) mit aufzunehmen, soweit solche die ordnungsmässige Ausführung betreffen und bei eingehender Prüfung als berechtigt anzuerkennen sind. Diese Regeln sind das Ergebnis langjähriger Erfahrungen und für die Beschaffung einer guten Ausführung von grösster Bedeutung.

Digitized by Google

Inhaltsverzeichnis.

Seite

Vorwort III
Inhalt V

I. Abschnitt.

Einleitung.

§ 1. Arten des Mauerwerks und allgemeine Bemerkungen . . . 1

II. Abschnitt.

Steine und Mörtel 3
§ 2. Die natürlichen Steine 3
1) Granit 3
2) Syenit 3
3) Gneis 4
4) Glimmerschiefer 4
5) Porphyr 4
6) Quarzfels 4
7) Basalt 4
8) Basaltlava (Basalttuff) 4
9) Dolerit 4
10) Granulit 4
11) Trachit 4
12) Talkschiefer 4
13) Serpentin 4
14) Kieselsandstein 4
15) Roter Kieselsandstein 4
16) Kohlensandstein 4
17) Grauwacke 4
18) Quadersandstein 5
19) Roter schiefriger Sandstein 5
20) Marmor 5
21) Übergangskalk 5
22) Alpenkalk 5
23) Jurakalk 5
24) Muschelkalk 5
25) Grobkalk 5
26) Rogenstein 5
27) Dolomit 5
28) Stinkkalkstein 5

Digitized by Google

Seite
29) Kalktuff 5
30) Kalksteinmergel 5
31) Kreide 5
32) Gemeiner Gips 5
33) Alabaster 5
34) Thonschiefer 5
§ 3. Die künstlichen Steine 5
1) Gebrannte Mauerziegel 5
2) Hohlziegel und Lochziegel 10
3) Verblendziegel 11
4) Formziegel 12
5) Pflasterziegel, Pflasterfliesen und Wandfliesen 12
6) Poröse Ziegel 12
7) Feuerfeste Ziegel 13
8) Cement- und Cementbeton-Steine 13
9) Kunst-Sandstein 13
10) Künstlicher Marmor 13
11) Kalksandsteine 13
12) Schlackensteine 13
13) Steinkohlenaschensteine 13
14) Luftziegel 13
15) Lehmsteine, Lehmpatzen 14
§ 4. Die Mörtel 14
1) Der Kalkmörtel (Luftmörtel) 14
Ätzkalk, Steinkalk, Muschelkalk 14
Garbrennen und Todtbrennen desselben 15
Staubkalk 15
Löschen des Kalkes 15
Mauersand 16
Zusatz von Steinkohlenasche und Hammerschlag . 17
Der Kalkmörtel (Luftmörtel) 17
Verhältnis von Kalk und Sand 17
Bereitung des Mörtels 18
Maass der Mörtelmasse 18
Der Erhärtungs- und Bindeprozess 21
Porosität des Kalkmörtels 22
Schwinden desselben 22
Benachteiligung der Festigkeit durch Thon und Lehm 22
2) Die hydraulischen Mörtel (Wassermörtel) 22
Natürlicher hydraulischer Kalk 23
Künstlich hydraulischer Mörtel 23
Trass 23
Voller oder reiner Trassmörtel 24
Verlängerter Trassmörtel 24
Ordinärer Trassmörtel 24
Quader-Trassmörtel 24
Puzzolanerde 24
Santorinerde 24
Gebrannter, pulverisierter Basalt 24
Ziegelmehl 24
Heisser Mörtel 24
Die Cemente 25

Digitized by Google

Seite
Roman-Cement 25
Portland-Cement 25
Magnesia-Cement 26
Reiner Portland-Cementmörtel 26
Mörtel aus Portland-Cement und Sand 27
Mörtel-Ausbeute 27
Bereitung und Verarbeitung des Mörtels 28
Portland-Cement-Kalkmörtel 29
Wasserdichtigkeit und Luftdichtigkeit der Cementmörtel 30
3) Der Gipsmörtel 31
Anmachen desselben 32
Stuckgips und Estrichgips 32
Treiben des Gipsmörtels 32
Zusätze, um das zu schnelle Binden zu verhindern 32
Porosität und Auflöslichkeit des Gipsmörtels . . . 32
Nachteile durch das Treiben 32
Zerstörung der alten, in Gips ausgeführten Bauwerke in Lüneburg und am Harze 33
Gipsbeton (Annalith) 34
4) Der Lehmmörtel 34
5) Staubkalk und Chausseeschlamm 34
6) Erde und Moos 35
7) Asphalt und Mastix-Cement 35
8) Feuerfester Mörtel (Chamottemörtel) 35

III. Abschnitt.

Allgemeine Regeln für die Ausführung des Mauerwerks . 36
§ 5. Dauerhaftigkeit (Wetterbeständigkeit) der Steine 36
Verwitterung derselben 36
Nachteile von Rissen, Sprüngen und Stichen . . . 36
Verwendung solcher Steinarten, deren Dauerhaftigkeit sich bei älteren Bauwerken erwiesen hat . . 37
Sonst Prüfung mittelst der künstlichen Frostprobe . 37
§ 6. Moos und Flechten an Steinen 38
§ 7. Die Bergfeuchtigkeit (Bruchfeuchtigkeit) 39
§ 8. Unzulässigkeit salzhaltiger Steine und solcher Steine, welche durch entstehende Salze zerstört werden 39
§ 9. Salzbildungen in den Mauern; der Mauerfrass 39
§ 10. Der Hausschwamm 41
§ 11. Verbandmässige Ausführung des Mauerwerks 42
§ 12. Ausfüllung der Fugen des Mauerwerks mit Mörtel . . . 43
§ 13. Anlegen des Mauerwerks und das Vermauern der Steine 43
§ 14. Reinigen der Steine und das Annässen derselben 45
§ 15. Verwendung von frischem Mörtel, Störung des Bindeprozesses und Feuchthalten des Mauerwerks 46
§ 16. Zulässige Belastung des Mauerwerks 47
§ 17. Das Setzen des Mauerwerks infolge von Schwinden des Mörtels 48
§ 18. Ungleichheit des Setzens bei Mauern von verschiedener Belastung 51
§ 19. Anschluss neuer Mauern an alte 52

Digitized by Google

Seite

§ 20. Unzulässigkeit der Verwendung verschiedener Mörtel in Mauerkörpern, welche im Verbande stehen 53
§ 21. Anwendung verschiedener Mauerwerksarten bei Ausführung von Mauerkörpern 55
§ 22. Das Austrocknen der Mauern 63
§ 23. Besonders grosse Beschleunigung der Bauausführungen . 67
§ 24. Erzeugung von Kohlensäure in neuen Gebäuden 68
§ 25. Prüfung der Trockenheit der Gebäuderäume 69
§ 26. Frostwirkung auf Mauerwerk 69
§ 27. Eisbildung an den Mauern nach Eintritt von Tauwetter . 70
§ 28. Schwitzen der Umfangsmauern der Gebäude an ihrer Innenseite 71
§ 29. Die Luftdurchlässigkeit der Mauern 71
§ 30. Durchschlagen der Nässe durch dünne Mauern 72
§ 31. Schutz der Mauern gegen das Durchdringen von Wärme bezw. Kälte 73
§ 32. Durchdringen der Nässe durch Sandsteine 73
§ 33. Abhaltung der Feuchtigkeit von den Mauern. Sicherung (Isolierung) der Mauern gegen Feuchtigkeit 75
§ 34. Wasserdichtes Mauerwerk 78
§ 35. Feuerfestes Mauerwerk 79
§ 36. Einfluss der Temperatur und der Nässe auf Steine und Mörtel 79

IV. Abschnitt.

Mauern aus künstlichen Steinen 80
§ 37. Allgemeine Anmerkungen 80
§ 38. Der Blockverband 82
§ 39. Der Kreuzverband 84
§ 40. Besondere Regeln in betreff des Block- und Kreuzverbandes 85
§ 41. Der Kopfverband oder Streckerverband 88
§ 42. Der Dreiquartier-Verband 89
§ 43. Der holländische Verband 90
§ 44. Der englische Verband 90
§ 45. Der gotische (oder polnische) Verband 91
§ 46. Der Strom- oder Festungsverband 92
§ 47. Verhinderung des Durchsickerns von Wasser durch Wassermauern 93
§ 48. Mauern mit Verblendziegeln 93
§ 49. Gemustertes oder figuriertes Mauerwerk 96
§ 50. Verband spitzwinkliger und stumpfwinkliger Mauerecken 97
§ 51. Anschluss von Scheidemauern an Umfassungsmauern . . . 97
§ 52. Anlage der Wandpfeiler (Lisenen) und der Strebepfeiler . 98
§ 53. Anlage der Thür- und Fensterecken 99
§ 54. Ziegelmauern mit Quadern 100
§ 55. Durchbrochene Mauern 101
§ 56. Runde Mauern 101
§ 57. Verband von $^{1}/_{4}$ Stein starken Mauern 101
§ 58. Verband von $^{1}/_{2}$ Stein starken Mauern (Läuferverband) . 102
§ 59. Verband von $^{3}/_{4}$ Stein starken Mauern 102
§ 60. Pfeiler- und Säulenverband 103
§ 61. Hohle Mauern 104

Digitized by Google

Seite
§ 62. Mauern aus Hohlziegeln 107
§ 63. Die Schornstein-Anlagen 107
§ 64. Besondere Regeln für Ziegelmauerwerk 110
§ 65. Luftziegel-Mauern 117
§ 66. Das Ziegelmauerwerk der Alten 117

V. Abschnitt.

Mauern aus natürlichen Steinen 120
§ 67. Mauern aus Findlingen und rauhen Bruchsteinen 120
§ 68. Mauern aus geschichteten Bruchsteinen 128
§ 69. Rauhsteinmauerwerk mit Ecken aus Quadern oder Ziegeln 128
§ 70. Rauhsteinmauerwerk mit Schichten von Quadern oder Ziegeln 129
§ 71. Rauhsteinmauerwerk mit Verblendung aus natürlichen Steinen oder Ziegeln 130
§ 72. Quaderartiges Bruchsteinmauerwerk 131
§ 73. Rauhsteinmauerwerk mit Ziegelhintermauerung 132
§ 74. Trocknes Bruchsteinmauerwerk 133
§ 75. Cyklopen-Mauerwerk 134

Das Quaderwerk 134
§ 76. Die Bearbeitung der Quader 134
§ 77. Die Maassen der Quader 138
§ 78. Volle Quadermauern und Quaderverblendung 140
§ 79. Die Quaderverbände 141
§ 80. Behandlung der Fugen und Lagerflächen der Quader . . 146
§ 81. Das Versetzen der Quader 148
§ 82. Gliederung der Quaderfugen und der Häupter 151
§ 83. Verbindungen der Quader durch Klammern, Dübel, Anker und Ineinandergreifen 156

VI. Abschnitt.

Mauern aus Beton, aus Mörtelmassen und aus Erde . . . 159
§ 84. Mauerwerk aus Beton 159
§ 85. Schlackenbeton 163
§ 86. Gipsmörtel und Gipsbeton 163
§ 87. Kalksandwände 164
§ 88. Wände aus gestampfter Erde 165

VII. Abschnitt.

Die Festigkeit des Mauerwerks 167
§ 89. Vorbemerkung 167
§ 90. Die Druckfestigkeit und Zugfestigkeit des Mauerwerks . 167
§ 91. Die Druck- und Zugfestigkeit des Cementmörtels, des Cement-Kalkmörtels, des Trassmörtels, des hydraulischen Kalkmörtels, sowie des Betons 172
§ 92. Die Druck und Zugfestigkeit der Steine 175
§ 93. Druckfestigkeit des Quaderwerks 177
§ 94. Die Biegungsfestigkeit des Mauerwerks, der Steine und des Cementmörtels 179
§ 95. Die Schubfestigkeit und der Reibungswiderstand der Steine, des Mörtels und des Mauerwerks 185

Seite

§ 96. Die Druckverteilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung . . . 187
§ 97. Die Vorschriften der Bauabteilung des Königl. Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, sowie der Berliner Baupolizei in Bezug der zulässigen Beanspruchung von Mauerwerk auf Druck . . . 189

VIII. Abschnitt.

Die Überdeckung der Öffnungen in den Mauern, der Öffnungen zwischen Pfeilern und Säulen, sowie Tonnengewölbe . . . 192
§ 98. Steinbalken . . . 192
§ 99. Überkragung . . . 194
§ 100. Überwölbung, Bögen . . . 194
§ 101. Verschiedene Arten der Bogenlinien . . . 195
§ 102. Stärke der Wölbungen und deren Widerlager . . . 195
§ 103. Konstruktion der Wölbungen . . . 196
§ 104. Die Fugen der Wölbungen . . . 198
§ 105. Der scheitrechte Bogen . . . 200
§ 106. Anschluss der Hintermauerung an Bögen . . . 201
§ 107. Ausgekragte und abgetreppte Widerlager . . . 206
§ 108. Lehrgerüste . . . 209
§ 109. Verankerung der Wölbungen . . . 211
§ 110. Eisenbalken . . . 211

IX. Abschnitt.

Erddruck und Futtermauern . . . 212
§ 111. Der Erddruck . . . 212
§ 112. Andere Theorien des Erddrucks . . . 217
§ 113. Der natürliche Böschungswinkel (Reibungswinkel) . . . 222
§ 114. Rechteckige Futtermauern aus Ziegeln vor einer Erdschüttung von gleicher Höhe mit der Futtermauer . . . 223
§ 115. Futtermauer aus Bruchsteinen . . . 228
§ 116. Futtermauer aus Ziegeln mit der Stärke von $1/4$ der Höhe 230
§ 117. Futtermauer mit Erdüberdruck . . . 231
§ 118. Alte Regeln über die Stärke der Futtermauern . . . 234
§ 119. Wirkung einer gleichmässig verteilten Belastung des Erdprismas . . . 235
§ 120. Ungleichmässige Belastung des Erdprismas hinter Futtermauern . . . 238
§ 121. Stark geböschte Futtermauern . . . 241
§ 122. Schwach geböschte Futtermauern . . . 245
§ 123. Trockene Futtermauern . . . 247
§ 124. Futtermauern mit Pfeilern . . . 248

X. Abschnitt.

Die Fundamentmauern . . . 250
§ 125. Beschaffenheit des Baugrundes . . . 250
§ 126. Untersuchung des Baugrundes . . . 254
§ 127. Gewachsener und aufgelockerter Boden . . . 255

Digitized by Google

Seite
§ 128. Zunahme der Tragfähigkeit des Bodens mit der Tiefe . 257
§ 129. Gewöhnliche Fundamentmauern 259
§ 130. Betonfundierung 262
§ 131. Sandfundierung 264
§ 132. Pfeiler oder Brunnen mit Erdbögen 265
§ 133. Verkehrte Bögen (Grundbögen) und verkehrte Gewölbe 266
§ 134. Verdichtung (Kompression) des Bodens 267

XI. Abschnitt.

Die Grundmauern und Wände der Gebäude 268
§ 135. Die Grundmauern (Keller- und Sockelmauern) der Gebäude 268
Höhenlage des Fussbodens 268
Unterkellerung der Gebäude 268
Sockel (Plinthe) 269
Grundmauer eines unterkellerten Gebäudes 271
Abhaltung der Erdfeuchtigkeit 272
Sicherung der Keller gegen das Eindringen von Grundwasser 275
§ 136. Die massiven Wände der Gebäude 275
Die Umfangsmauern von durchweg gleicher Stärke, und nach dem Pfeilersystem 276
Die üblichen Mauerstärken für Gebäude mit Querscheidewänden 276
Die Belastungen der Gebäudemauern 277
Der Windschub 280
Die Wirkung des Windschubes auf die Dächer . . 281
Einfluss des Windschubes auf die Stärke der Umfassungsmauern 286
Ergebnisse aus den Untersuchungen in betreff des Windschubes 297
Empirische Regeln für die Bestimmung der Mauerstärken von Rondelet, Redtenbacher, Hoffstadt, Viollet-le-duc u. s. w. 298
Die Umfangsmauern mit Pfeilern 302
Die Absätze der Umfangsmauern 303
Verankerung der Umfangsmauern mit den Balken . 305
Die Stärke der Turmmauern 305
Die Wirkung des Windschubes gegen Türme, hohe Schornsteine u. s. w. 306
Verankerung der Turmhelme mit den Mauern . . . 309
Die Stärke der Gebäudemauern aus Bruchsteinen . 310
§ 137. Thür- und Fensteröffnungen 310
Die Maassen derselben in den gewöhnlichen Wohngebäuden u. s. w. 310
Konstruktion der Thür- und Fensteröffnungen . . . 311
§ 138. Die Gesimse 316

XII. Abschnitt.

Die Gewölbe 318
§ 139. Vorbemerkung und Arten der Gewölbe 318
§ 140. Das Tonnengewölbe 318

Seite

§ 141. Das flachbogige Gewölbe 321
§ 142. Das schiefe Gewölbe 327
§ 143. Das Kreuzgewölbe 329
§ 144. Das Stern- und Netzgewölbe 338
§ 145. Das normannische Gewölbe 339
§ 146. Das Klostergewölbe 341
§ 147. Das Muldengewölbe. 342
§ 148. Das Kuppelgewölbe. 343
§ 149. Das böhmische Gewölbe 347
§ 150. Das Zwickelgewölbe 349
§ 151. Das scheitrechte Gewölbe und das Spiegelgewölbe . . . 350

XIII. Abschnitt.

Die Einfriedigungsmauern 352
§ 152. Arten und Höhen der Einfriedigungsmauern 352
§ 153. Stärken der Einfriedigungsmauern 353
Winddruck auf Einfriedigungsmauern 353
Mauern ohne Pfeiler und mit Pfeilern. 353
Rondelets Lehre über die Stärke freistehender Mauern ohne Pfeiler aus natürlichen Steinen . . 354
Dementsprechende Stärke für Ziegelmauern 355
Die Rondeletsche Lehre ist unrichtig 357
Vorgang bei der Zerstörung durch Winddruck und durch Verwitterung 359
Es kommt darauf an, eine richtige Lehre für die Stärkenbestimmung zu schaffen 360
Angabe von Mauern, welche sich seit langer Zeit als standfähig erwiesen haben 361
Danach ermitteltes Resultat 367
§ 154. Einfriedigungsmauern an den Grundstücksgrenzen . . . 368
§ 155. Ausführung der Einfriedigungsmauern 370

XIV. Abschnitt.

Zusätze zu vorstehenden Abschnitten 373
§ 156. Die alte Regel der 10fachen Sicherheit bei der Belastung des Mauerwerks und der Steine 373
§ 157. Das Gleiten und die Schubfestigkeit des Mauerwerks. . 375
§ 158. Der Erdschub 377
§ 159. Der Druck der Erdmassen auf den Boden 380

I. Abschnitt.

Einleitung.

§ 1. Arten des Mauerwerks und allgemeine Bemerkungen.

Von den Mauern unterscheidet man, je nach dem Zwecke, welchem dieselben dienen: Fundamentmauern, Grundmauern, Kellermauern, Sockelmauern, Umfassungs- oder Umfangsmauern (Front- und Giebelmauern), Scheidemauern (Längs- und Quer-Scheidemauern), Brandmauern, Widerlagsmauern, Gewölbemauerwerk, Futter- oder Stützmauern, Ufer- oder Quaimauern, Brückenmauern, Einfriedigungsmauern u. s. w. Die Gebäudemauern oberhalb des Sockels werden auch Wände genannt.

Ferner unterscheidet man, je nach dem Materiale, aus welchem die Mauern bestehen:

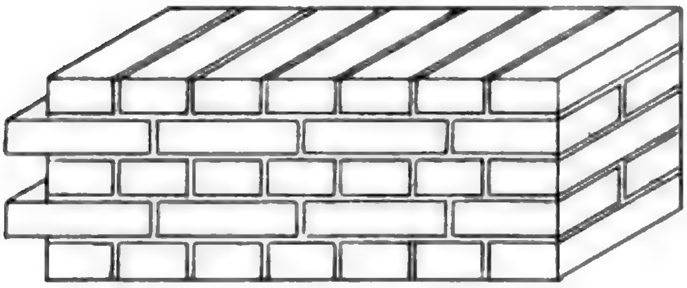
1) Mauern aus künstlichen Steinen;
2) Mauern aus natürlichen Steinen, und zwar:
   a. aus Rauhsteinen (Bruchsteinen oder Findlingen, Gerölle, Geschieben);
   b. aus regelmässig bearbeiteten Quadern (Werkstücken);
3) Mauern aus Mörtelmassen, ohne oder auch mit kleinen Steinstücken;
4) Mauern aus gestampfter Erde.

Bei den Mauern aus regelmässigen Steinen werden die Steine in waagerechten Schichten verlegt, wie Abb. 1 zeigt; diese Schichten heissen Mauerschichten, beim Quaderwerke aber Quaderschichten. Die Fugen zwischen den Mauer- bezw. Quaderschichten heissen Lagerfugen und die aufrechten Fugen zwischen den nebeneinander liegenden Steinen Stossfugen.

Die nach unten gekehrte Fläche der Steine nennt man Unterlager, die nach oben gekehrte Fläche Oberlager und die seitlichen Flächen Stossflächen. Die nach aussen gekehrte Fläche heisst Vorderhaupt und die nach hinten gekehrte Fläche Hinterhaupt.

Ist die Langseite der Steine in der Längenrichtung der Mauer gerichtet, so nennt man sie Läufer; ist aber die Langseite quer zur Längenrichtung der Mauer gerichtet, so nennt man sie Binder, und wenn sie durch die ganze Mauerstärke hindurch greifen: durchgreifende Binder. Solche Schichten, welche nach aussen nur Läufer zeigen, heissen Läuferschichten und solche Schichten, welche nur Binder zeigen: Binderschichten.

Abb. 1.



Die Fugen des Mauerwerks werden in der Regel mit einem erhärtenden Mörtel (Mauerspeise) ausgefüllt; solches Mauerwerk nennt man gemörteltes oder gespeistes Mauerwerk.

Ab und an kommt aber auch Mauerwerk aus Rauhsteinen vor, bei welchem die Fugen nicht mit Mörtel, sondern nur mit Erde und kleinen Steinstücken, sog. Zwickern, und nach aussen mit Moos ausgefüllt werden, solches nennt man trockenes Mauerwerk. Ferner werden bei Quaderwerken ab und an die Fugen nicht mit Mörtel ausgefüllt, sondern die Quader mit ihren sorgfältig bearbeiteten Lager- und Stossflächen unmittelbar auf- und nebeneinander versetzt und durch Dübel und Klammern verbunden.

Digitized by Google

II. Abschnitt.

Steine und Mörtel.

Zur regelrechten Ausführung der Mauerwerks-Konstruktionen ist die vollständige Kenntnis der Eigenschaften der Steine und Mörtel erforderlich, welche die Baumaterialienlehre (Baustoffkunde) lehrt. Hier soll indes davon dasjenige angeführt werden, was zum Verständnis, zur Begründung und zur regelrechten Ausführung der Mauerwerks-Konstruktionen besonders in Betracht kommt.

Die Angaben der Festigkeit der verschiedenen Bausteine und Mörtel sind in dem nachfolgenden Abschnitte VII angegeben.

§ 2. Die natürlichen Steine.

1) Granit. Derselbe ist einer der besten Bausteine; er hat sehr grosse Druckfestigkeit, Dauerhaftigkeit, Dichtigkeit und Härte, ist also besonders geeignet für solche Bauteile, welche sehr stark belastet sind, als Pfeiler, Säulen, Brückengewölbe von grosser Spannweite u. s. w., ferner für Werke, die von Nässe, Frost und fliessendem Wasser stark angegriffen werden, als Brückenmauern, Futtermauern, Sockelmauern; ferner für Monumentalbauten, Denkmäler etc.; ferner für Treppenstufen, Fussbodenbeläge und Pflasterungen. Zu Wohngebäuden weniger geeignet, da er ein guter Wärmeleiter ist und daher die Feuchtigkeit der Luft sich daran niederschlägt, auch deshalb weil er seiner grossen Dichtigkeit halber nur wenig luftdurchlässig ist. Er ist nicht feuerbeständig. Seiner grossen Härte wegen ist er schwer zu bearbeiten, wird daher teuer. Die Schichtung ist meistens nur geringe und unbestimmt, daher das Spalten schwierig. Er ist politurfähig und erhält durch die Politur ein schönes Ansehen. — 2) Syenit; Eigenschaften und

Verwendung ebenso wie vorstehend für Granit angegeben. — 3) Gneis; oft deutlich geschichtet, schieferig, dann leicht zu spalten und leichter zu bearbeiten als Granit; er verwittert dann stark, ist hygroskopisch, zu Gebäudemauern nicht empfehlenswert. — 4) Glimmerschiefer; nur derjenige, worin Quarz vorherrscht, zu Mauern brauchbar; verwittert stark; er ist schieferig, wird zu Dachdeckungen verwendet; sehr feuerbeständig, daher in Hohöfen etc. unter dem Namen Gestellstein verwendet. — 5) Porphyr in verschiedenen Arten, von denen besonders Hornstein- und Jaspisporphyr vorzüglich dauerhaft sind, sehr hart, schwer zu bearbeiten; im Land-, Wasser- und Wegebau angewandt, fast gar nicht hygroskopisch, verbindet sich fest mit dem Mörtel; der Thonporphyr findet sich oft grobschieferig in grossen Platten und wird häufig zu Thür- und Fenstereinfassungen etc. verwendet. — 6) Quarzfels; zu Hoch- und Wassermauern, sowie auch zu Pflasterungen angewandt, sehr hart und dauerhaft. — 7) Basalt; sehr dicht und hart, schwer zu bearbeiten, stark hygroskopisch. — 8) Basaltlava (Basalttuff); ist porös und deshalb zu Gebäudemauern besser geeignet als Basalt. — 9) Dolerit; verwittert stark und zieht die Feuchtigkeit aus der Luft an. — 10) Granulit (Weissstein); verwittert gleichfalls stark. — 11) Trachit; einige Arten desselben sind wetterbeständig, andere aber verwittern stark, wie z. B. der aus dem Siebengebirge am Rhein gewonnene, zum Kölner Dom verwandte Trachit gezeigt hat; die äussern Teile dieses Bauwerks waren in so hohem Grade verwittert, dass man sie hat beseitigen und durch dauerhaftes Gestein (Obernkirchener Sandstein etc.) ersetzen müssen. — 12) Talkschiefer; völlig wetterbeständig und auch feuerbeständig; frisch nach dem Brechen leicht zu bearbeiten. — 13) Serpentin; ist wetter- und feuerbeständig, im frischen Zustande leicht zu bearbeiten. — 14) Kieselsandstein, sehr hart und dauerhaft, schwer zu bearbeiten, nicht feuerbeständig. — 15) Roter Kieselsandstein; weniger fest als der vorige. — 16) Kohlensandstein; meistenteils ein guter dauerhafter fester Baustein; in demselben kommt häufig Bitumen vor, welches, nach der Verwendung durch die Einwirkung der Nässe hinausgedrängt, eine schwarze Kruste bildet, die aber nach einiger Zeit sich ablöst, sodass alsdann der Stein wieder seine natürliche Farbe zeigt. Das ist z. B. der Fall mit dem am Osterwalde beim Dorfe Mehle, Provinz Hannover, brechenden Kohlensandstein. — 17) Grauwacke; ein sehr guter Baustein, sehr fest, hart

Digitized by Google

und dauerhaft. — 18) Quadersandstein; ein sehr guter Baustein. — 19) Roter schieferiger Sandstein; bricht teils in dünnen Schichten, welche durch Glimmerlagen getrennt sind; nicht wetterbeständig. — 20) Marmor (Urkalk), ein schönes, festes, politurfähiges Gestein; rein weiss, aber auch verschiedenartig gefärbt; von den weissen besonders berühmt der carrarische, der pentelische und der parische Marmor. Die alten griechischen und italienischen Bauwerke zeigen eine ziemlich starke Verwitterung; in dem nördlichen Klima ist die Verwitterung erheblich stärker, besonders in Gegenden, in denen grössere Massen von Steinkohlen verbrannt werden, wodurch ein grösseres Mass von schwefliger Säure in der Luft vorkommt. Der Marmor, sowie auch alle andern Kalksteine (kohlensaurer Kalk) sind nicht feuerbeständig, durch Hitze wird die Kohlensäure ausgetrieben und Ätzkalk erzeugt. — 21) Übergangskalk; dazu gehören alle bunten, nicht körnigen Marmorarten; wird zu Bauten vielfach verwandt. — 22) Alpenkalk. — 23) Jurakalk. — 24) Muschelkalk; ein guter, dauerhafter Baustein. — 25) Grobkalk; ein sehr gutes Baumaterial; ein grosser Teil der Bauwerke in Paris, in dessen Nähe dieses Gestein sich findet, sind daraus erbaut. — 26) Rogenstein (Oolith); bricht oft in Platten von 5—25 cm Dicke, ist ein guter Baustein. — 27) Dolomit; ein sehr guter, fester, harter, dauerhafter Baustein, für Hoch- und Wasserbauten geeignet. — 28) Stinkkalkstein (brabantischer Marmor, bituminöser Kalkstein); giebt gute dauerhafte Quader, zu Bildhauerarbeiten verwendet. — 29) Kalktuff (Kalksinter, Duckstein; oft sehr porös, löcherig, blasig; hat keine grosse Härte, manche Arten lassen sich mit dem Beile bearbeiten; die härtern geben einen guten Baustein, der trockene Mauern bildet. — 30) Kalksteinmergel (Thonmergel); ist nicht wetterbeständig. 31) Kreide; nicht wetterbeständig. — 32) Gemeiner Gips; nicht wetterbeständig. — 33) Alabaster; desgleichen. — 34) Thonschiefer (Schieferstein, Dachschiefer); der dünnspaltige wird zu Dachdeckungen und zum Behängen von Fachwerksgebäuden, der dickspaltende zu inneren Mauern, Gewölben, Fussbodenbelägen, Treppenstufen u. s. w. verwendet; zu Aussenmauern nicht geeignet, auch zu Feuerungsanlagen nicht brauchbar.

§ 3. Die künstlichen Steine.

1) Gebrannte Mauerziegel (Backsteine, Barnsteine) und Klinker. Die Hauptbestandteile sind Thon oder Lehm

Digitized by Google

und Sand. Ist der Sandgehalt ein geringerer, so nennt man den Thon und den Lehm **fett**, im andern Falle **mager**. Für die Ziegelfabrikation darf der Thon und der Lehm weder zu fett, noch zu mager sein; im erstern Falle entstehen beim Trocknen und Brennen Verkrümmung und Risse, im andern Falle werden die gebrannten Ziegel zu lose, leicht zerbrechlich und zerreiblich. Je nach dem Fundorte unterscheidet man Bergthon und Maschthon; ersterer findet sich an Bergabhängen abgelagert, letzterer angeschwemmt in Flussthälern oder an den Meeresküsten; der erstere giebt meistens festere Ziegel als der letztere. Häufig kommen in der Ziegelerde schädliche Stoffe vor, als: Steinstücke, pflanzliche und tierische Reste, Schwefelkies, verschiedene Salze u. s. w.; grössere Stücke von Steinen haben den Nachteil, dass beim Trocknen und Brennen der Thon von den Steinen sich ablöst und dadurch Unebenheiten, Löcher und Risse veranlasst werden; Kalksteinstücke werden durch das Brennen in Ätzkalk verwandelt, welcher durch Anfeuchtung sich löscht und die Ziegel zersprengt; die pflanzlichen und tierischen Stoffe machen die Ziegel mürbe; der Schwefelkies sowie einige Salzarten, besonders Kochsalz und Chlorcalcium, veranlassen das Verwittern, sowie das Feuchtwerden des Mauerwerks und den Mauerfrass. Die grösseren Steinstücke werden bei der Aufbereitung der Ziegelerde ausgelesen, sind aber kleine Steinstückchen in grösserer Masse vorhanden, so muss die Ziegelerde durch ein Sieb gepresst, oder geschlämmt werden. Solcher Thon, welcher grössere Massen kleiner Kalksteinstückchen enthält, ist zur Ziegelfabrikation unbrauchbar. Enthält der Thon pflanzliche und tierische Reste oder Schwefelkies, so muss derselbe vor der Verwendung mindestens einen Winter oder Sommer über in niedrigen Haufen unter öfterem Umstechen der Einwirkung der Witterung ausgesetzt werden (rotten), wodurch die verweslichen Stoffe zerstört werden und der Schwefelkies zersetzt wird. Kommt der kohlensaure Kalk in dem Thone im fein zerteilten Zustande vor, so wirkt er nicht nachteilig, sondern sogar sehr günstig auf die Festigkeit und Dauerhaftigkeit der Ziegel ein, wie solches z. B. die **Flensburger** Klinker beweisen. Enthält die Ziegelerde Eisenoxyd, so bekommen die Ziegel durch das Brennen eine rote Farbe. Manche Thonsorten brennen sich hellrot, auch gelblich oder grau; je reiner der Thon desto heller ist die Farbe nach dem Brennen. Das Formen des nassen Thones geschieht entweder durch Handarbeit (Handziegel) oder durch Maschinen (Maschinenziegel) und die

frischen Ziegel werden entweder auf einzelne Brettchen gelegt (Brettziegel), oder auf den geebneten, mit Sand oder Ziegelmehl bestreuten Erdboden geschlagen (Grundschlagziegel); bei ersteren sind alle Seiten glatt, während bei letzteren die untere Flachseite rauh wird. Es werden auch aus trockenem Tone durch starkes Pressen Ziegel hergestellt. Das Brennen der Ziegel geschieht in Meilern (Feldbrandziegel) oder in Öfen (Ofenbrandziegel). Durch das Trocknen und Brennen findet ein erhebliches Schwinden statt, es müssen daher die Formen um das durch Versuche zu ermittelnde Schwindmass (etwa $^1/_8$ der Länge) grösser sein als die gebrannten Ziegel. Damit die Ziegel hinreichend dauerhaft werden, müssen sie genügend stark gebrannt (gar gebrannt) werden. Die ungaren Ziegel (Bleicher) sind nicht wetterbeständig. Die besonders stark, bezw. zweimal gebrannten Ziegel heissen Klinker; dieselben haben einen erheblich grössern Grad der Härte und Dauerhaftigkeit als die gewöhnlichen Mauerziegel. Durch allzustarke Hitze kommen die aus gewöhnlicher Ziegelerde hergestellten Ziegel zum Schmelzen. Der reine Thon ist feuerfest. Um eine reichere Farbenwirkung herzustellen und den Widerstand gegen Verwitterung zu erhöhen, werden die Ziegel an den Aussenseiten glasiert.

Die vom Feuer direkt beeinflusste Aussenkruste der Ziegel widersteht der Verwitterung in erheblich höherm Grade als die innere Ziegelmasse. Daraus ergiebt sich die gewichtige Lehre: nach aussen keine behauene Flächen zu kehren. Ist eine besondere Form erforderlich, so müssen Formziegel, die in besondere Formen geformt sind, angewandt werden.

Ein günstiges Format der Ziegel, die zweckmässige Grösse derselben, ist für die Praxis von grosser Wichtigkeit. Die in Anwendung gebrachten Formate sind sehr verschieden, wie aus den nachstehend angeführten sich ergiebt.

Die Römer haben meistens plattenförmige Ziegel angewandt,

grosses	Format:	59,6×59,6×5,0 cm
mittleres	„	44,7×44,7×4,5 „
kleines	„	19,9×19,9×4,0 „

Im Mittelalter hat man in Nordwestdeutschland meistens Ziegel grossen Formates verwandt, z. B. bei der im Jahre 1350 erbauten Marktkirche zu Hannover 27½×13¼×8½ cm, und bei dem in den Jahren 1435—1480 erbauten alten Rathause daselbst dasselbe Format. In einigen Regierungsbezirken der Provinz Hannover in Gemässheit der Verordnung vom Jahre

1844: 27,0×13,0×6,0 cm und später durch Verordnung vom 4. Juni 1855 auch noch als statthaft erklärt: 23,0×11,0×6,0 cm.

In der Mark Brandenburg, gemäss der Verordnung vom 5. Juli 1793: 30,1×14,4×6,5 cm
und 24,9×11,8×5,6 „

In München: 34,0×16,2×6,7 „
und 29,2×14,0×6,7—7,3 cm

In Holland: gewöhnliche Ziegel 23,0×11,0×4,5 cm
und Klinker 17,0× 8,0×3,0 „

In Ostfriesland und Flensburg ähnlich kleine Formate.

Durch Ministerialverordnung vom 13. Oktober 1870 sind im Königreiche Preussen die damals bestandenen gesetzlichen Vorschriften in betreff des Ziegelformates aufgehoben, und ist die Wahl des Formates freigegeben, daneben aber bestimmt, dass bei den Hochbauten des Staates nur Ziegel verwandt werden sollen von 25×12×6½ cm. Diese Bestimmung hat alle Ziegeleien, welche die Lieferung von Ziegeln zu Staatsbauten sich offen halten wollten, veranlasst, dieses sog. Normalformat anzunehmen. Auch in den meisten andern deutschen Staaten ist in gleicher Weise verfahren werden, und so ist dieses Normalformat fast in ganz Deutschland zur Annahme gelangt, mit Ausnahme verschiedener Küstengegenden, woselbst man das von Alters gebräuchliche kleinere Format beibehalten hat. Bei den Beratungen des Normalformates vor dessen Einführung ist in den Architekten- und Ingenieur-Vereinen vielseitig dafür gekämpft, die Dicke nicht zu 6½ cm, sondern nur zu 5½ cm anzunehmen, einesteils damit man neben zwei Flachschichten eine Rollschichte, sowie ¾ Stein starke Mauern, aus den gewöhnlichen Ziegeln herstellen könne, andernteils aber auch, weil die geringere Dicke von 5½ cm für das Trocknen und das Brennen günstiger sei; es ist aber diese Überzeugung nicht zur Annahme gelangt.

Für die Ziegelfabrikation, sowie auch für das Vermauern sind die kleineren Formate entschieden günstiger als die grossen Formate. Die kleinen Formate verhalten sich beim Trocknen und Brennen erheblich günstiger als die grossen Formate, sie werfen sich weniger und bekommen weniger Risse, als die Ziegel grossen Formates, ferner brennen sich die kleinen Ziegel sicherer durch und durch gar, sodass nicht ein ungarer Kern bleibt, der die Dauerhaftigkeit wesentlich beeinträchtigt; ferner erfolgt das Trocknen und Brennen der kleinen Ziegel schneller als bei grossen Ziegeln, was einen nicht unerheblichen Vorteil gewährt; ferner lassen sich die kleinen Ziegel viel leichter und sicherer

Digitized by Google

beim Vermauern handhaben als die grossen Ziegel, wodurch die Arbeit des Vermauerns erleichtert und eine fehlerfreie Ausführung gesichert wird. Und ferner wird durch die Anwendung von Ziegeln kleineren Formates in den meisten Fällen eine Kostenverminderung erzielt, da durch die kleineren Ziegel eine geringere Stärke der Mauern und sonach ein geringerer kubischer Inhalt derselben veranlasst wird, — bei Kalkmörtelmauerwerk aber ausserdem noch dadurch, dass im Mauerwerke aus kleinen Ziegeln eine verhältnismässig grössere Masse an Kalkmörtel vorhanden ist, der einen geringeren Preis hat als die Ziegelmasse. — Es sprechen also eine grössere Zahl gewichtiger Gründe zu Gunsten der kleineren Ziegelformate, und es ist sonach erklärlich, dass in all den Gegenden, in denen wegen Mangels natürlicher Steine man ausschliesslich den Ziegelbau anwenden musste, wie in Holland, Ostfriesland, Schleswig-Holstein u. s. w., nur Ziegel kleineren Formates in Anwendung stehen; man hat diese durch ausgedehnte Erfahrung als zweckmässiger erkannt und verharrt deshalb auch dabei. — Die grossen Formate sind entstanden in Gegenden, in denen man an die grösseren Masse der natürlichen Bausteine gewöhnt war und daher auch für Ziegel grössere Masse wünschte. Man hat sogar vielfach grosse, quaderartige Stücke aus gebranntem Thon (sog. Terrakotten) hergestellt, die Erfahrung hat aber ergeben, dass solches eine grosse Verirrung ist; in sehr vielen Fällen ist die Zerstörung dieser gekünstelten Stücke eingetreten. Demnach ist auf Grund der Erfahrung als Lehre, als Grundsatz für die Ziegeltechnik anzuerkennen: die Herstellung genügend kleiner Stücke. Will man grössere architektonische Teile bilden, so soll man sie aus hinreichend kleinen Teilen zusammensetzen und keinen Anstoss an den durchschneidenden Fugen nehmen; diese Fugen beeinträchtigen in Wirklichkeit die Erscheinung nicht in erheblich störender Weise, längst nicht so wie die durchschneidenden Linien in der Zeichnung es thun. Will man aber durchschneidende Fugen nicht zulassen, so soll man die grösseren architektonischen Teile aus natürlichem Stein, oder aus Kunstsandstein, oder aus Cementbeton u. s. w. herstellen. Die hiergegen von einigen geäusserte Ansicht, dass dadurch die Einheitlichkeit in unzulässiger Weise beeinträchtigt werde, dass bei einem Ziegelbau kein anderes Material als gebrannte Ziegel angewandt werden dürfe, ist als irrig zu erachten und daher entschieden zurückzuweisen. Bei Tausenden alter und neuerer Bauwerke hat man keinen Anstand genommen,

Digitized by Google

Ziegel und natürliches Gestein nebeneinander in Anwendung zu bringen, teils um eine reichere architektonische Wirkung zu schaffen, teils aber auch aus Rücksicht der grösseren Dauerhaftigkeit, indem diejenigen Teile, welche besonders stark angegriffen werden, als Sockel, Fenstersohlbänke, Thür- und Fenstereinfassungen, ausladende Gesimse, Abdeckungen von Mauern und Pfeilern, Fialen u. s. w., aus dem festeren natürlichen Gesteine hergestellt sind. Das ist auch unzweifelhaft vor dem Urteile des gesunden Menschenverstandes vollkommen als berechtigt anzuerkennen, und daher die von einigen aufgestellte Meinung, solches sei unzulässig, als unberechtigt zu erachten. Es sind ja allerdings im Mittelalter vielfach Gebäude ganz aus Ziegeln hergestellt, so in Nordwestdeutschland, in Holland u. s. w., — und auf diese Thatsache gründet man die vorbezeichnete Ansicht; es ist aber zu berücksichtigen, dass man in diesen Gegenden zu jener Zeit wegen des sehr hohen Preises natürlicher Quader auf thunlichste Vermeidung derselben angewiesen war. Die Erfahrung hat nun ergeben, dass die der Nässe und dem Froste besonders ausgesetzten Teile arg zerstört sind, sodass eine öftere Ausbesserung derselben erfolgen muss. Man kann daher diese Bauweise verständiger Weise als zweckmässig nicht anerkennen und daher zur Nachahmung nicht empfehlen.

Abb. 2.

Abb. 3.

2) *Hohlziegel und Lochziegel.* Die Abb. 2 und 3 zeigen zwei Arten von Hohlziegeln von dem Normalformate $25 \times 12 \times 6\frac{1}{2}$ cm, und zwar je einen Binder und einen Läufer, wobei die hohlen Kanäle parallel zu den Lagerflächen laufen.

Abb. 4.

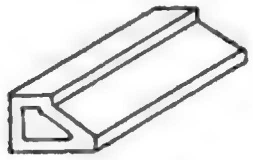
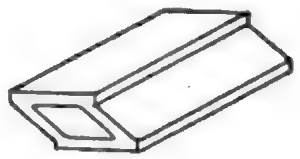


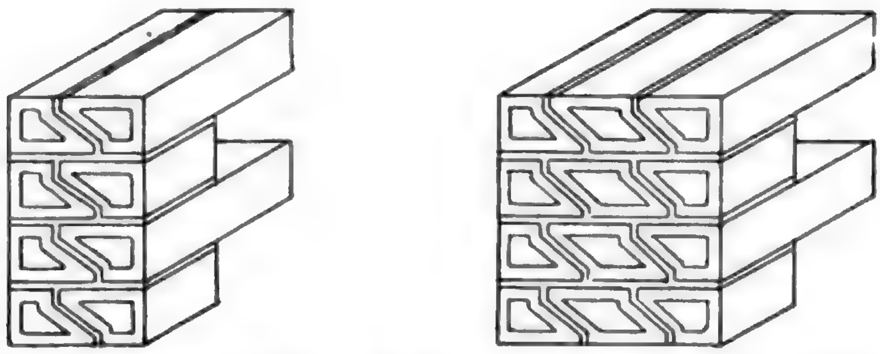
Abb. 5.



Die Abb. 4 und 5 zeigen eine Art von Hohlziegeln, welche in England vielfach angewandt ist; dieselbe besteht nur aus Läufern, deren hohler Kanal der Länge nach läuft; zwei äussere Läufer bilden nach Abb. 6 eine Mauer von 23 cm Stärke; bei stärkeren Mauern kommen ein oder mehrere Mittelläufer in Anwendung.

Die Abb. 7 und 8 zeigen zwei Arten von Lochziegeln, bei welchen die hohlen Kanäle rechtwinklig zu den Lagerflächen laufen, sodass man also daraus sowohl Läufer als auch Binderschichten mit geschlossenen Aussenseiten herstellen kann. Die Hohlziegel und Lochziegel sind in neuerer Zeit mehr und mehr in Anwendung gekommen, da dieselben mehrere sehr gewichtige

Abb. 6.



Vorteile gegen Vollziegel gewähren. Sie erfordern weniger Thonmasse, es wird also an Rohmaterial gespart; sie trocknen schneller und gleichmässiger als Vollziegel, die Fabrikationszeit wird also abgekürzt; das Brennen erfolgt schneller und gleichmässiger und mit weniger Brennmaterial; sie sind leichter, sodass also an Transportkosten gespart wird; für solche Mauerkörper, für welche die grössere Leichtigkeit von Nutzen ist, sind sie günstiger als Vollziegel; die daraus hergestellten Mauern, sowie auch der Putz auf denselben trocknen erheblich schneller als bei Vollziegeln, was wegen Abkürzung der Bauzeit von grossem Vorteile ist; und ferner sind solche Mauern trockener und günstiger gegen Kälte und Wärme als volle Mauern aus Vollziegeln. Die Tragfähigkeit der Hohl- und Lochziegel ist geringer gegen Vollziegel, und deshalb können sie nicht in solchen Fällen angewandt werden, in denen die grössere Druckfestigkeit der Vollziegel geboten ist. Bei den gewöhnlichen Gebäuden ist aber in sehr vielen Fällen die Tragfähigkeit der Hohl- und Lochziegel ausreichend.

Abb. 7.

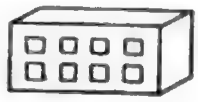


Abb. 8.

3) Verblendziegel. Um solchem Mauerwerke, welches im sog. Reinbau (ohne Verputz) ausgeführt werden soll, ein sauberes Aussehen zu verschaffen, als die gewöhnlichen Ziegel (Hintermauerungsziegel) gewähren, werden nach aussen hin sog. Verblendziegel angewandt. Die einfachste, billigste Art sind sog. Klopfziegel; dieselben werden aus gewöhnlichen, im

Trocknen begriffenen Ziegeln so hergestellt, dass man sie im lederharten Zustande mit einem glatten Schlägel überklopft, oder sie auf eine glatte Steinplatte aufstösst, wodurch die Flächen geglättet werden; die Kanten werden aber nicht scharf und deshalb wird eine erhebliche Verbesserung des Aussehens nicht gewonnen. Eine zweite, bessere Art sind die sog. Pressziegel, welche durch Pressen der lederharten Ziegel hergestellt werden; diese erhalten glatte Flächen und scharfe Kanten. Eine dritte Art sind die sog. geschnittenen Verblendziegel; diese werden in der Art hergestellt, dass man die etwas grösser geformten Ziegel im lederharten Zustande in eine Form, ein sog. Buch, legt und die überstehende Thonmasse mittelst eines Messers abschneidet; dadurch werden scharfe Kanten und ebene Flächen gewonnen, die letzteren sind aber nicht glatt, da beim Beschneiden das Messer Sandkörner fortreisst und dadurch Rillen und andere Rauhigkeiten veranlasst; um nun glatte Flächen zu erlangen, wird eine dünne Schicht geschlämmter Thon aufgestrichen und mit dem Polierstahle sorgfältig geglättet; solche Ziegel sehen sehr schön aus, aber das Verfahren ist doch verwerflich; die aufgestrichene Schicht aus geschlämmtem Thon schwindet beim Trocknen und Brennen anders als die übrige Thonmasse und infolge davon wird die innige Verbindung beider Thonmassen aufgehoben, sodass durch die Einwirkung des Wetters die äussere Kruste sich bald ablöst; dadurch entstehen widerwärtige Rauhigkeiten und der Übelstand, dass nach Abtrennung der äusseren vom Feuer beeinflussten Kruste die innere Ziegelmasse in erhöhtem Grade verwittert; hier in Hannover sind in dieser Hinsicht sehr üble Erfahrungen hervorgetreten. Vielfach werden zur äusseren Verblendung Hohlziegel verwandt, und zwar der Kostenbeschränkung halber umschicht nur $^1/_2$ Stein und $^1/_4$ Stein stark, nach aussen sämtlich Köpfe bildend. Es werden auch oftmals die Aussenseiten der Verblendziegel glasiert. Weiteres über Verblendziegel wird später noch behandelt werden.

4) Formziegel. Aus den vorstehend unter Nr. 1 angeführten Gründen soll man die Grösse der Formziegel nicht erheblich über die Grösse der gewöhnlichen Ziegel annehmen.

5) Pflasterziegel, Pflasterfliesen und Wandfliesen. Dieselben werden in verschiedener Grösse und in verschiedenen Farben hergestellt. Die Pflasterziegel und Pflasterfliesen müssen besonders hart sein.

6) Poröse Ziegel (Schwammziegel). Dieselben werden aus einem Gemenge von Thonerde und verbrennlichen Stoffen,

als Sägespäne, Lohe, Steinkohlengruss, Torfgruss, Häcksel, Spreu u. s. w. hergestellt; beim Brennen verbrennen diese Stoffe und es entstehen Poren. Das Gewicht ist etwa nur halb so gross als das der Vollziegel.

7) Feuerfeste Ziegel (Chamotteziegel); dieselben werden hergestellt aus feuerfestem Thon, sowie aus einem Gemenge von gepulverten Porzellankapselscherben und etwas feuerfestem Thon.

8) Cement- und Cementbeton-Steine werden in der neueren Zeit in ausgedehntem Masse verwandt, anstatt der früher aus natürlichen Steinen hergestellten Quader, zu den verschiedenen Gesimsen, gegliedert und ornamentiert, Säulen mit reich ornamentierten Basen und Kapitälen, Thür- und Fenstereinfassungen, Treppenstufen, Trottoirbelegen, Kanälen, Cisternen, Kuh- und Pferdekrippen, Dachsteinen, Vasen, Basreliefs, Statuen u. s. w. Dieselben sind erheblich billiger als gleiche Stücke aus natürlichem Gestein.

9) Kunst-Sandstein, in verschiedener Weise hergestellt, wird gleichfalls in neuerer Zeit zu Quaderwerk vielfach verwandt.

10) Künstlicher Marmor, aus gefärbter Gipsmasse dem natürlichen Marmor nachgeahmt, wird zu inneren Wandbekleidungen angewandt; nach aussen ist er nicht anwendbar, da er nicht wetterbeständig ist.

11) Kalksandsteine, hergestellt aus einem Gemenge von 1 Maassteil gelöschten Kalk und 6—10 Maassteilen Sand, in Formen stark gepresst, erhärten sehr langsam, und das ist ein Umstand, welcher der ausgedehnteren Anwendung entgegensteht. In neuerer Zeit aber bewirkt man durch Zuführung von Kohlensäure eine raschere Erhärtung.

12) Schlackensteine werden hergestellt aus Hohofenschlacke, indem man diese in entsprechende Formen leitet und darin sich abkühlen lässt, oder auch indem man die Hohofenschlacke in Wasser leitet und sie darin granuliert, sodann das gewonnene Pulver mit gelöschtem Kalk mengt und daraus ziegelartige Steine formt.

13) Steinkohlenaschensteine, hergestellt aus einem Gemenge von Steinkohlenasche und gelöschtem Kalk.

14) Luftziegel. Dieselben werden aus Thon oder Lehm geformt und nur an der Luft getrocknet, nicht gebrannt. Sie haben eine erheblich geringere Festigkeit als die gebrannten Ziegel, sind auch nicht wetterbeständig, da die durch Nässe

Digitized by Google

aufgeweicht werden. Kalkmörtel bindet nicht daran, deshalb wird zum Vermauern Lehm verwendet.

15) Lehmsteine (Lehmpatzen). Dem Lehm wird zu besserer Verbindung zerhacktes Stroh, oder Scheebe, oder Kaaf (Spreu) zugesetzt.

§ 4. Die Mörtel.

1) Der Kalkmörtel (Luftmörtel). Das ist diejenige Mörtelart, welche am meisten zur Ausführung von Mauerwerk über Wasser angewandt wird. Derselbe besteht aus einem Gemenge von gelöschtem Ätzkalk und Sand. Der Ätzkalk wird gewonnen durch Brennen von Kalksteinen (kohlensauren Kalk), an den Meeresküsten aber auch durch Brennen von Muscheln und Schneckengehäusen. Erstern nennt man Steinkalk auch Lederkalk, letztern Muschelkalk; der gebrannte Kalk wird auch lebendiger Kalk genannt. Durch das Brennen werden das im Rohmateriale enthaltene Wasser (das mechanisch und chemisch gebundene Wasser) sowie die Kohlensäure ausgetrieben, dadurch wird der sogenannte Ätzkalk erzeugt. Die meisten zum Kalkbrennen verwendeten Kalksteine enthalten ausser kohlensaurem Kalk auch noch fremde Stoffe: Thonerde, Kieselerde, Bittererde, Metalloxyde u. s. w.; ist der Gehalt davon geringer als 10 Proz., so erhält man durchs Brennen den sog. gemeinen Kalk; derselbe löst sich in der Löschpfanne im Wasser vollständig zu einem dünnen Kalkbrei auf, welcher in die Kalkgrube gelassen, darin sich durch Verdunsten und Verziehen eines Teiles des Wassergehaltes in einen steifen Kalkbrei (Weisskalk) verwandelt, welcher sodann durch Vermengung mit Sand zu Kalkmörtel verarbeitet wird. Diesen Mörtel nennt man Luftmörtel, da er nur an der Luft, nicht unter Wasser, erhärtet. Man unterscheidet fetten und magern Kalk; ersterer ist solcher, der beim Löschen gut gedeiht, d. h. in der Masse sich erheblich vergrössert, etwa um das 2½—3½fache seines Volumens; letzterer ist solcher, welcher weniger gedeiht, nur um das 1½—2½fache. Der magere Kalk ist schon etwas hydraulisch, er erhärtet an der Luft schneller als der fette Kalk. Enthält der Kalkstein 20 Proz. Thon- und Kieselerde, so wird durch das Brennen ein gut hydraulischer Kalk gewonnen, der nicht nur an der Luft, sondern auch unter Wasser erhärtet; beträgt der Gehalt des Kalksteins 30—40 Proz. Thon- und Kieselerde, so ergiebt sich nach dem Brennen Cement. Der hydraulische

Digitized by Google

Kalk lässt sich noch im Wasser löschen, der Cement aber nicht; dieser wird durch Mahlen oder Stampfen in Pulver verwandelt, welches mit Wasser angemacht, einen Mörtel ergiebt, der sowohl an der Luft als auch unter Wasser schnell erhärtet. Je weniger fremde Stoffe der Kalkstein enthält, einen desto fettern Kalk liefert er. Das Rohmaterial muss völlig gar gebrannt werden, so dass im Innern der grösseren Stücke kein Kern verbleibt, welcher noch einen grössern Teil Kohlensäure enthält; solche Stücke löschen sich nicht. Beim Aufgiessen von Salzsäure darf kein Aufbrausen stattfinden. Die zum Kalkbrennen verwendeten Kalksteine, welche, wie vorbemerkt, fremde Stoffe enthalten, dürfen aber auch nicht zu stark gebrannt werden, weil sonst das Schmelzen (Sintern) eintritt, verglaste Klumpen entstehen, die sich ebenfalls nicht löschen; solchen Kalk nennt man totgebrannt. Der ganz reine kohlensaure Kalk kommt selbst durch die stärkste Glut nicht zum Schmelzen. Muscheln und Schneckengehäuse müssen sehr stark gebrannt werden, um die Kohlensäure vollständig auszutreiben; bleibt davon auch nur ein geringer Teil zurück, so ist das Löschen nicht möglich. Darin unterscheidet sich der Muschelkalk wesentlich vom Steinkalke, letzterer löscht sich noch, wenn auch ein mässiger Teil Kohlensäure zurückgeblieben ist. Das Totbrennen ist beim Muschelkalke nicht zu befürchten. Ist in den Muscheln keine tierische Materie mehr vorhanden, so lassen sie sich leichter brennen, als im andern Falle, deshalb sind alte Muscheln besser als frische. Die Seemuscheln müssen mit süssem Wasser sorgfältig ausgelaugt werden, um den Salzgehalt zu entfernen und dadurch das Feuchtwerden der Mauern und den Mauerfrass zu verhüten. Der gebrannte Kalk hat eine grosse Verwandtschaft zum Wasser und zur Kohlensäure, zieht also aus der Luft begierig davon an, wodurch seine Güte vermindert wird; kann man ihn nicht bald nach dem Brennen löschen, so muss er gegen die Einwirkung der Luft und Nässe sorgsam geschützt werden, in einem abgeschlossenen trockenen Gebäuderaume oder in geschlossenen Fässern. Frei an der Luft liegend zerfällt er bald in Staubkalk, welcher sich nicht mehr löschen lässt. Das Löschen des Kalkes wird in der Art ausgeführt, dass man den flachen Löschkasten (die Löschpfanne) etwa 10 cm hoch mit Wasser anfüllt und in dieses die Kalkstücke hineinwirft, sie ragen dann zum Teil noch über die Oberfläche des Wassers hinaus; es erfolgt dann bald unter starker Wärmeentwickelung ein starkes Brausen und Dampfbildung, die Kalkstücke zerfallen;

man giesst alsdann, unter stetem Umrühren, nach und nach noch so viel Wasser hinzu, dass ein dünner, milchartiger Brei entsteht; nachdem sich alle Stücke aufgelöst haben, wird das Schütt der Löschpfanne gezogen, um den Kalkbrei in die aus gemauerte Kalkgrube abfliessen zu lassen; darin verliert er einen grossen Teil seines Wassergehaltes und verdickt sich zu einem steifen Brei, der nach etwa 3 Tagen an der Oberfläche Risse bekommt. Zum Löschen des Kalkes muss reines und salzfreies Wasser verwandt werden, am besten sind Fluss- und Regenwasser; See- und Brackwasser sind verwerflich. Es empfiehlt sich beim Ankaufe den Preis des Kalkes nach kubischem Gehalte im gelöschten Zustande festzustellen, gemessen in der Kalkgrube, wenn derselbe an der Oberfläche Risse bekommt, und unter der Bedingung, dass der Inhalt der in der Grube sich findenden ungaren oder totgebrannten Stücke in Absatz gebracht werde; erfolgt der Ankauf nach Maass oder nach Gewicht des Kalkes im ungelöschten Zustande, so fällt der Verlust, der durch die ungelösten ungaren oder totgebrannten Stücke veranlasst wird, auf den Bau. Ferner empfiehlt sich, das Löschen des Kalkes durch den Lieferanten desselben vornehmen zu lassen, damit der durch fehlerhaftes Löschen (Verbrennen oder Ersäufen) veranlasste Schaden nicht auf den Bau fällt; wird das Löschen von Seiten des Baues ausgeführt, so wird gewöhnlich vom Lieferanten behauptet, dass die in der Grube sich findenden ungelösten Stücke durch Verbrennen beim Löschen entstanden seien; und wenn kein gutes Gedeihen eingetreten ist, so wird vom Lieferanten geltend gemacht, der Kalk sei ersäuft; aus diesen Einwänden erwachsen dann oftmals grosse Weiterungen. Der gelöschte Kalk in der Grube soll mit Sand bedeckt werden, um die nachteilige Einwirkung der Luft und der Sonne zu beschränken; als zweckmässig ist zu empfehlen, über der Kalkgrube eine Verdachung herzustellen, um auch den Regen abzuhalten. In der Grube löscht sich der Kalk noch nach, d. h. die noch nicht aufgeschlossenen Kalkkörner lösen sich nach und nach auf; deshalb ist altgelöschter Kalk besser als frischgelöschter, was besonders für Putzmörtel zu beachten ist.

Der Mauersand. Man unterscheidet davon je nach dem Fundorte: Grubensand, Flusssand und Seesand. Der zum Mörtel zu verwendende Sand muss rein sein, frei von erdigen und organischen Bestandteilen (Wurzeln, Holzstücken u. s. w.); sind solche Bestandteile vorhanden, so müssen dieselben durch Schlämmen entfernt werden. Ein mittelmässig grober Sand

Digitized by Google

(feiner Kies) giebt einen besseren Mörtel als feiner Sand; sind zu grobe Körner darin vorhanden, so muss er gesiebt werden. Scharfer Sand, d. h. Sand, dessen Körner scharfe Kanten und Ecken haben, ist besser als weicher Sand, dessen Körner abgerundet sind, weil diese dem Binden mit der Kalkmasse eine verhältnismässig geringere Oberfläche darbieten als scharfkantige Körner. Man untersucht den Sand, indem man einen Teil in der Hand reibt, um zu ermitteln, ob er sich scharf oder weich anfühlt; ist er erdig, so beschmutzt er im feuchten Zustande die Hand, im trocknen Zustande aber entsteht beim Fortwerfen eine Staubwolke; beim Einschütten in ein Glas mit reinem Wasser darf er dieses nicht erheblich trüben. Seesand muss mittelst süssen Wassers sorgfältig ausgelaugt werden, um den Salzgehalt zu entfernen, da dieser Feuchtigkeit und Mauerfrass des Mauerwerks veranlassen würde. Findet sich in der Nähe der Baustelle kein Sand, so stellt man wohl als Ersatz durch Stampfen oder Mahlen Steinpulver aus Ziegelbrocken oder aus Stücken natürlicher Steine her. Steinkohlenasche ist kein guter Zusatz wegen der darin enthaltenen staubigen und hygroskopischen Bestandteile. Hammerschlag als Zusatz zum Mörtel ist entschieden zu verwerfen, da durch das Rosten der Eisenteilchen eine gefährliche Auflockerung, also das Auseinandertreiben herbeigeführt wird; anfänglich, beim Beginn des Rostens stellt sich zwar ein grosser Härtegrad ein und dieser Umstand hat dazu verleitet, den Hammerschlag als sehr guten Zuschlag zu erklären, beim Fortschreiten des Rostens wird aber durch dessen Ausdehnung das Auseinandertreiben des Mörtels bewirkt.

Der Kalkmörtel (Luftmörtel) ist, wie vorhin bereits angegeben, ein Gemenge von gelöschtem Kalk (Weisskalk) mit Sand und Wasser. Das Verhältnis des Sandes zum Kalke ist abhängig von der Beschaffenheit des Kalkes, ob fett oder mager, und ferner abhängig von der Art des Mauerwerks. Der fette Kalk verträgt einen grösseren Zusatz an Sand als der magere Kalk, und Ziegelmauerwerk erfordert einen fetteren Mörtel als Rauhsteinmauerwerk. Als normales Verhältnis wird von alters her angenommen 2 Raumteile Sand und 1 Raumteil gelöschter Kalk (Weisskalk); an Wasser wird soviel zugesetzt, um einen ziemlich steifen Mörtelbrei herzustellen, für Ziegelmauerwerk dünnflüssiger als für Rauhsteinmauerwerk. Es möge hier angeführt werden, dass es im Bauwesen allgemein die Regel bildet, die Verhältnisse der Mörtelmaterialien in Raumteilen

Digitized by

(Maassteilen, Volumina) anzugeben, während die Chemiker gewohnt sind, die Verhältnisse in Gewichtsteilen anzugeben. Letztere Angaben sind sehr verschieden von den ersteren, da die spezifischen Gewichte der betreffenden Teile verschieden sind. Dadurch sind schon öfter arge Verwirrungen veranlasst. Wenn Bauleute in betreff der Mörtel von Teilen sprechen, ohne nähere Bezeichnung, so sind stets Raumteile gemeint.

Die Durcharbeitung des Gemenges von Sand und Kalk muss so sorgfältig geschehen, dass der Kalk völlig gleichmässig zwischen den Sandkörnern verteilt wird, also keine Kalkklümpchen verbleiben, weil diese wegen der grossen Dichtigkeit des Weisskalkes von der Luft nicht durchdrungen werden können und daher nicht erhärten. Die Bereitung des Mörtels geschieht entweder durch Handarbeit oder durch Mörtelmaschinen. Im ersteren Falle wird zunächst der Weisskalk mittelst einer Schaufel in der Kalkgrube abgestochen und auf der Mörtelbank mittelst der Mörtelhacke tüchtig gestuppt, und zwar zunächst ohne Wasserzusatz; dadurch wird der steife Kalkteig geschmeidig, sodass er sich mit dem Sande gleichmässiger vermengt; das nötige Wasser wird dann erst später nach und nach zugesetzt. Wird gleich anfangs Wasser auf den Weisskalk gegossen, so bilden sich Kalkklümpchen, die bei der weiteren Durcharbeitung verbleiben. Man prüft den Kalkmörtel in dieser Hinsicht so, dass man mit der Mauerkelle flach über den Mörtel herstreicht, zeigen sich dabei weisse Flecken oder weisse Streifen, so ist das der Beweis für die fehlerhafte Bereitung, welche leider häufig vorkommt. Das tüchtige Stuppen des steifen Weisskalkes ist nämlich eine sehr mühsame Arbeit, und wird daher von den Kalkschlägern unterlassen, statt dessen gleich anfangs Wasser zugegossen. Nur durch eine strenge Kontrolle und oft ausgeführte Prüfung ist diesem Unwesen entgegenzuwirken. Bei grösseren Bauten ist die Bereitung des Mörtels mittelst einer guten Mörtelmaschine vorzuziehen.

Das Maass der Mörtelmasse, welche nach der Mengung von Sand, Kalk und Wasser sich ergiebt, findet sich sehr verschieden angegeben. Im Handbuche der Baukunde, Abt. I, Band I, Berlin 1885, ist Seite 16 und im Deutschen Baukalender angegeben: 1 Maassteil Kalk und 2 Maassteile Sand (nebst Wasserzusatz) geben höchstens 2,4 Maassteile Mörtel. Andere Angaben lauten auf 2,25; 2,4; 2,5 Teile. Dr. Ziurek hat, wie in Gottgetreus Baumaterialienlehre, 3. Auflage, Berlin 1881, Seite 266 mitgeteilt ist, angegeben:

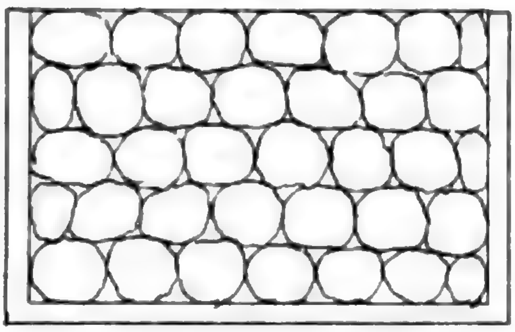
Digitized by Google

1 cbm Kalkbrei, 2 cbm Sand und 60 kg Wasser geben $1^7/_8$ cbm Mörtel
und
1 cbm Kalkbrei, $2^1/_2$ cbm Sand und 80 kg Wasser geben $2^3/_{16}$ cbm Mörtel
und
1 cbm Kalkbrei, 3 cbm Sand und 100 kg Wasser geben $2^1/_2$ cbm Mörtel.

In der Baupraxis (in Kostenanschlägen) wird vielseitig das abgerundete Verhältnis angenommen: 1 Teil Kalk, 2 Teile Sand und Wasser geben 2 Teile Mörtel.

Die nachfolgende Ermittelung ergiebt folgende Resultate. Beim Ausgraben des Sandes findet bekanntlich eine Auflockerung statt, der ausgegrabene Sand hat einen grösseren Rauminhalt als der sog. gewachsene Sand. Die Auflockerung beträgt etwa $^1/_{12}$ des Inhaltes des gewachsenen Bodens. Schüttet man den aufgelockerten Sand in ein Gefäss und giesst Wasser darauf, so wird hierdurch die Reibung der Sandkörner aneinander vermindert, die Sandkörner schieben sich zusammen und die Auflockerung wird vermindert, sodass also nun die Sandmasse weniger Raum einnimmt, als die aufgelockerte Sandmasse hatte. Ganz in die Dichtigkeit des gewachsenen Bodens kehrt sie aber nicht zurück, da der stärkere Druck, dem der gewachsene Boden ausgesetzt gewesen, nicht stattfindet; die Raumverminderung wird also weniger als $^1/_{12}$ betragen. Dieselbe möge für die nachfolgenden Berechnungen angenommen werden zu $^1/_{15}$. Der Inhalt der durchs Wasser verdichteten Sandmasse werde mit x bezeichnet. Dann sind 2 cbm aufgelockerter Sand (wie er auf die Bauplätze geliefert wird) $= x + {}^1/_{15}\, x$, und es ergiebt sich darnach $x = 1{,}875$ cbm als Inhalt der durchs Wasser geschwundenen Sandmasse. Der Inhalt der Zwischenräume zwischen den Körnern dieser Sandmasse, welche aus der karrikierten Abb. 9 ersichtlich sind, hat sich durch Versuche mit Berliner Normalsand zu 31,35 Proz. ergeben; darnach ergiebt sich für die vorbenannte Sandmasse von 1,875 cbm der Inhalt der Zwischenräume zu 0,588 cbm. Beim Vermengen des Sandes mit Weisskalk werden die Zwischenräume zwischen den Sandkörnern mit Weisskalk ausgefüllt, und jedes Sandkorn wird mit einer dünnen Kalkhydrathaut überzogen, sodass nun die Körner nicht mehr unmittelbar aneinander sich lagern können, sondern

Abb. 9.



um die Dicke der Kalkhaut voneinander entfernt sind; die nötige Kalkmasse ist also etwas grösser, als der vorhin zu 0,588 cbm berechnete Inhalt der Zwischenräume, aber er braucht längst nicht 1,0 cbm zu betragen, da die Kalkhaut um die Sandkörner eine nur sehr geringe Dicke haben kann. Wird eine grössere Kalkmasse zugesetzt, so kommen die Sandkörner in entsprechend grösserer Entfernung voneinander zu liegen. Wird nun auf 2 cbm aufgelockerten Sand 1 cbm Weisskalk, und zur Verdünnung 0,06 cbm Wasser zugesetzt, so ergiebt sich an Mörtelmasse = 1,875 cbm geschwundene Sandmasse + 1 cbm Weisskalk + 0,06 cbm Wasser — 0,588 cbm Zwischenräume = 2,347 cbm Mörtel.

Für 2½ cbm aufgelockerten Sand und 1 cbm Weisskalk ergiebt die in vorstehender Art ausgeführte Berechnung: 2,344 Sand + 1 cbm Weisskalk + 0,08 cbm Wasser — 0,735 cbm Zwischenräume = 2,689 cbm Mörtel.

Für 3 cbm aufgelockerten Sand und 1 cbm Weisskalk ergiebt sich: 2,813 Sand + 1 cbm Weisskalk + 1 cbm Wasser — 0,882 cbm Zwischenräume = 3,031 cbm Mörtel.

Diese Berechnungen ergeben also erheblich abweichende Resultate von den vorstehenden Angaben. In Wirklichkeit ist das Ergebnis an Mörtelmasse sehr verschieden, es ist abhängig von der Beschaffenheit des Sandes (bei grobem Sande ist der Inhalt der Zwischenräume grösser als bei feinem Sande und bei erdhaltigem Sande geringer als bei reinem Sande), ferner von der Beschaffenheit des Kalkes (ob fett oder mager), ferner von dem Wassergehalte des Kalkes (ob dieser frisch oder älter ist), aber es ist als sehr unwahrscheinlich zu erachten, dass so grosse Unterschiede, wie die in Frage stehenden, vorkommen. Im Interesse der Wissenschaft sowohl, als auch der Baupraxis ist es also als dringend wünschenswert zu erachten, dass die verehrlichen Versuchsanstalten zur Klarstellung dieser Angelegenheit weitere Versuche anstellen.

Durch Versuche ist ermittelt, dass der fette Kalk, z. B. der Rüdesdorfer, 3 Maassteile Sand auf 1 Maassteil Weisskalk für Ziegelmauerwerk verträgt und für Rauhsteinmauerwerk, besonders aus dichtem Gesteine, 4 Teile Sand.

Unter starkem Drucke werden die Sandkörner so innig ineinander geschoben, dass die Zwischenräume zwischen den Sandkörnern erheblich geringer werden, so dass auf 8—9 Teile Sand, 1 Teil fetter Weisskalk genügt, ja Manger hat bei

Anwendung eines starken Pressedruckes sogar 14 Teile Sand auf 1 Teil Weisskalk als zulässig gefunden.

Der Erhärtungsprozess des Kalkmörtels im Mauerwerke findet in folgender Weise statt. Zunächst ziehen poröse Steine (Ziegel, Sandsteine etc.) einen grossen Teil des im Mörtel enthaltenen Wassers an; das Kalkhydrat verbindet sich innig mit den Sandkörnern und mit den vermauerten Steinen; man nennt diesen Vorgang das Binden (den Bindeprozess) des Mörtels. Dieser Prozess darf nicht gestört werden; es müssen daher die Steine beim Vermauern sofort richtig verlegt werden, nachheriges Verschieben, Rütteln und Klopfen daran ist unzulässig, dadurch wird der Bindeprozess und damit die innige Verkittung zerstört. Zu dem Bindeprozesse ist ein angemessenes Maass von Wasser erforderlich; würden die Steine im trockenen Zustande vermauert, so würden die porösen Steine dem Mörtel zu viel Wasser entziehen, so dass der Bindeprozess nicht erfolgen könnte; deshalb ist es erforderlich, die Steine nach Säubern von Staub, genügend stark zu nässen, so dass die Wasserentziehung des Mörtels nicht in zu erheblichem Maasse stattfindet; darnach vermindert sich der Wassergehalt des Mörtels nach und nach durch Verdunstung, indem die umspielende Luft durch die Fugen und die Poren der Steine einwirkt; sodann nimmt der Weisskalk begierig aus der Luft Kohlensäure auf, er wird dadurch in kohlensauren Kalk, also in einen steinharten Zustand verwandelt. Daraus erklärt es sich, dass der Zutritt von atmosphärischer Luft zum Kalkmörtel wegen dessen Erhärtung durchaus notwendig ist, und dass der Kalkmörtel nicht erhärten kann, wenn die Luft abgeschlossen ist. Deshalb kann der Kalkmörtel unter Wasser nicht erhärten, er bleibt da stets eine weiche Masse. Die Aufnahme von Kohlensäure geht aber sehr langsam vor sich, da der Gehalt der atmosphärischen Luft an Kohlensäure nur ein sehr geringer ist (etwa 0,03 Proz.). Erst nach etwa 100 Jahren wird der Kalkmörtel so hart wie fester Kalkstein, dann ist die Festigkeit und Härte grösser als die des Ziegelsteines, sodass beim Abbruche alten Mauerwerkes die Ziegel leichter brechen als der Mörtel; die Verbindung des Mörtels mit den Steinen, die Verkittung, ist dann eine so feste, dass die Steine vom Mörtel sich nicht abtrennen lassen. Nach etwa 50 Jahren hat sich bei einem Abbruch der Mörtel annähernd von derselben Festigkeit wie die Ziegel erwiesen. Nach fünf Jahren ist der Mörtel noch mit den Fingern zerreiblich und von den Steinen mittelst Hammer abzutrennen. Nach diesem Verhalten haben

Unkundige die Behauptung aufgestellt, dass die gegenwärtigen Bauleute keinen so festen Mörtel herstellen könnten als die alten; diese Behauptung ist aber völlig falsch; wenn unser gegenwärtig ausgeführtes Mauerwerk auch erst 100 Jahre alt geworden ist, so wird es sich ebenso fest erweisen, als das Mauerwerk der Vorfahren.

Da der an der Luft liegende Kalkmörtel Kohlensäure aufnimmt und austrocknet und dadurch an Güte verliert, so soll man stets nur so viel Mörtel bereiten, als bald nach der Herstellung verwandt werden kann.

In dem frischen Mauerwerk hat der Mörtel noch einen grösseren Wassergehalt, und dieser ist auch, wie vorbemerkt, notwendig zum Bindeprozesse. Dieser Wassergehalt kommt erst allmählich zur Verdunstung, und dann entstehen infolge des Verschwindens des Wassergehaltes in der Mörtelmasse hohle Zwischenräume, Poren; der verhärtete Kalkmörtel ist also porös, er lässt sowohl Luft als Wasser hindurch; daraus folgt, dass in Kalkmörtel ausgeführtes Mauerwerk nicht wasserdicht ist. Die Luftdurchlässigkeit (Permeabilität) der Gebäudemauern ist in gesundheitlicher Hinsicht, auch wegen Warmhaltung, von grosser Bedeutung.

Noch eine andere sehr bedeutungsvolle Eigenschaft des Kalkmörtels ist hervorzuheben, nämlich das Schwinden desselben. Durch den Wasserverlust und durch die Wirkung des Druckes vermindert sich der Rauminhalt. In einer Ziegelmauer von 12 m Höhe beträgt das Schwinden des Mörtels $^1/_{200}$ bis $^1/_{500}$ der Höhe; im unteren Teile beträgt es infolge des stärkeren Druckes mehr, in dem oberen Teile weniger, im Durchschitt auf eine Ziegelschicht von 75 mm Höhe, also auf eine Mörtelfuge von 10 mm Höhe = 0,44 mm = $^1/_{23}$ der Mörteldicke. Bei Bauwerken von grösserer Höhe (hohe Türme, hohe Schornsteine u. s. w.) beträgt das Schwinden in dem unteren Teile mehr, nähere Ermittelungen darüber sind zur Zeit noch nicht bekannt.

Enthält der Sand einen grösseren Teil von Lehm oder Thon, so wird dadurch die Festigkeit des Mörtels ganz erheblich beeinträchtigt, er bindet nicht in sich und auch nicht an den Steinen, er ist also eine mechanische Zwischenlage von sehr geringer Festigkeit. Es ist demnach durchaus unzulässig, um an Kosten zu sparen, den Kalkzusatz zu beschränken und dafür Lehm zuzusetzen.

2) Die hydraulischen Mörtel (Wassermörtel). Diese Mörtel haben die Eigenschaft, sowohl an der Luft, als auch

unter Wasser zu erhärten und die damit vermauerten Steine fest miteinander zu verbinden. Wie vorstehend bereits angeführt worden, ergeben die in der Natur vorkommenden Kalkgesteine, welche 10 bis 20 Proz. Thon- und Kieselerde enthalten, durchs Brennen sog. natürlichen hydraulischen Kalk, welcher im Wasser gelöscht und darnach mit Sand zu hydraulischem Mörtel vermengt wird. Der Sandzusatz richtet sich nach dem Grade der Magerkeit des hydraulischen Kalkes und darnach, ob ein schnelleres Festwerden nötig oder eine langsamere Erhärtung zulässig ist.

Ausser mittelst natürlichen hydraulischen Kalkes wird aber auch vielfach künstlicher hydraulischer Mörtel hergestellt, und zwar durch Mischung von gelöschtem Kalke und geeigneten Zuschlägen. Die am meisten in Anwendung kommenden Zuschläge sind Trass, Puzzolane (Puzzolanerde) und Santorinerde; das sind vulkanische Produkte, welche das Feuer der Vulkane gebrannt hat.

Der Trass ist ein durch Stampfen oder Mahlen des vulkanischen Trasssteines (Tuffsteines, Ducksteines) hergestelltes Pulver. Der vulkanische Trassstein findet sich in grosser Ausdehnung am Fusse der rheinischen Basaltgebirge, am Rheine, im Brohlthale (Andernach, Brohl, Tönnistein), bei Trier u. s. w. Die Farbe ist unrein gelb, gelblich braun und graubläulich (der beste), sehr porös in 3—6 m starken Lagern; in den oberen Schichten 1—1,25 m hoch verwittert; diesen nennt man wilden Trassstein, zum Unterschiede von dem echten; der wilde ist zu hydraulischem Mörtel nicht brauchbar. Der Trassstein ist um so besser, je fester und schwerer er ist, die weichen Steine sind gewöhnlich unrein und erdig. Das Pulvern geschieht durch Stampfwerke oder Mahlmühlen; letztere geben ein feineres Trassmehl, welches besser ist als grobkörniges. Das Trasspulver leidet an der Luft und durch Nässe, muss daher sorgsam verwahrt werden. Die Lieferanten haben meistens Mahlmühlen, sodass man den Trass gemahlen beziehen kann; vielseitig aber wird vorgezogen, den Trassstein zu beziehen, so dass man durch Besichtigung von dessen Güte vor dem Mahlen sich überzeugen kann und gesichert ist vor wertlosen Zusätzen an wildem Trass, Asche, Sand u. s. w. — Das Beziehen von gemahlenem Trass ist nur statthaft von anerkannt gewissenhaften Lieferanten und unter der Bedingung, dass die gute Bindekraft sich bei angestellten Mörtelproben erweist. Eine Vorprobe besteht darin, dass man

Digitized by

einen Teil Trasspulver in ein Glas mit Wasser schüttet und nachsieht, ob nach dem Durchrühren schwerere und leichtere Teile schichtweise sich ablagern (Sand unten, Asche oben). Das spezifische Gewicht des Trasses ist = 0,8 — 1,07.

Der volle oder reine Trassmörtel besteht aus: 1 Maassteil Weisskalk und 2 Maassteilen Trassmehl (ohne Sand) und Wasser; diese Mischung ergiebt $2\frac{1}{4}-2\frac{2}{5}$ Teile Mörtel. Derselbe wird verwandt zu Mauerwerk, welches bald nach der Herstellung unter Wasser kommt; ferner auch zu Betonschüttungen unter Wasser.

Der verlängerte Trassmörtel (sogenannter Bastard-Trassmörtel) besteht aus: 1 Maassteil Weisskalk, 1 Maassteil Trass und 1 Maassteil Sand nebst Wasser; dieses Gemisch ergiebt 1,06 — 2,25 Maassteile Mörtel; angewandt zu Mauerwerk, welches nicht so bald unter Wasser kommt.

Der ordinäre Trassmörtel besteht aus: 1 Maassteil Weisskalk, $\frac{1}{2}$ Maassteil Trass, $1\frac{1}{2}$ Maassteile Sand, nebst Wasser; ergiebt zwei Maassteile Mörtel.

Der Quader-Trassmörtel besteht aus: 1 Maassteil Weisskalk, 1 Maassteil Trass, nebst Wasser; ergiebt $1\frac{1}{4}$ Maassteile Mörtel.

Die Puzzolanerde findet sich in Italien; sie hat den Namen von dem Orte Puzzolo bei Neapel, wo sie zuerst gewonnen wurde; diese ist gelb, grau, braun oder rot; die bei Rom sich findende ist rotbraun. Die Santorinerde findet sich auf der Insel Santorino, eine der südlichsten Inseln Griechenlands.

Gebrannter, pulverisierter Basalt ist gleichfalls ein geeigneter Zuschlag zum Kalke, um hydraulischen Mörtel herzustellen.

Auch Ziegelmehl giebt dem Kalkmörtel eine schwach hydraulische Eigenschaft. In früherer Zeit, ehe der Cement bekannt war, wurde in solchen Fällen, in denen ein etwas schnelleres Erhärten bewirkt werden sollte, als es beim gewöhnlichen Kalkmörtel geschieht, vielfach dem Kalkmörtel Ziegelmehl zugesetzt, und zwar sowohl zu Mauerwerksmörtel als auch zu Putzmörtel. Zu Fundamentmauern wurde vielfach sog. heisser Mörtel hergestellt, in folgender Weise: Die frisch gebrannten Kalkstücke wurden in einem Haufen auf die Mörtelbank gelegt, mit Sand und Ziegelmehl bedeckt und mit Wasser übergossen; der Kalk löscht sich alsdann unter starker Wärmeentwickelung und zerfällt; darauf wird das Ganze schnell durchgemengt und im heissen Zustande verwandt.

Digitized by

Die Cemente. Dieselben bestehen den Hauptbestandteilen nach, wie der hydraulische Kalk, aus Kalkerde und Thon- und Kieselerde; aber mit dem wesentlichen Unterschiede, dass der Gehalt von Thon- und Kieselerde (30—40 Proz.) im Verhältnis zur Kalkerde erheblich grösser ist, als beim hydraulischen Kalke. Der letztere lässt sich im Wasser löschen, der Cement aber lässt sich nicht löschen. Derselbe wird nach dem Brennen zu Pulver vermahlen. Dieses Cementpulver hat die Eigenschaft, mit Wasser angemacht sowohl an der Luft als auch unter Wasser sehr schnell zu erhärten, schneller als es bei den vorbesprochenen hydraulischen Mörteln der Fall ist.

Zu unterscheiden natürlicher Cement und künstlicher Cement. Der erstere wird gewonnen durch Brennen von natürlichen Gesteinen oder Mergel, in denen die Hauptbestandteile, Kalk-, Thon- und Kieselerde, in angemessenem Verhältnisse vorkommen, — der letztere aber wird hergestellt, indem man die Hauptbestandteile im richtigen Verhältnisse zusammenmengt, dieses Gemenge im nassen Zustande zu ziegelartigen Stücken formt, solche nach dem Trocknen scharf (bis zur Sinterung) brennt und darnach zu feinem Pulver mahlt.

Von den natürlichen Cementen ist zuerst zu ausgedehnter Anwendung gekommen der im Jahre 1796 von James Parker in England erfundene Roman-Cement, so benannt wegen der ähnlichen rotbraunen Farbe der römischen Puzzolanerde. Später sind dann auch auf dem Kontinente eine grössere Zahl von Fabriken entstanden, welche einen gleichen oder ähnlichen Cement herstellten.

Im Jahre 1824 wurde sodann von Joseph Aspdin in Leeds der künstliche Portland-Cement erfunden, so benannt wegen seiner, dem in England sehr beliebten Portlandsandstein ähnlichen hellgrauen Farbe. Derselbe wurde von ihm bereitet aus einem Gemenge von Kalkerde (Kreide), Thon- und Kieselerde. Dieser Cement erwies sich viel besser als der Roman-Cement und gelangte daher bald zu ausgedehnter Anwendung. Es sind auch auf dem Kontinente eine sehr grosse Zahl von Fabriken entstanden, welche derartigen Cement erzeugen. An vielen Orten sind Lager von Mergel aufgefunden, welcher sich zur Herstellung von Portland-Cement eignet. Sind darin die Hauptbestandteile nicht im richtigen Verhältnisse vorhanden, so wird dieses durch Zusätze geschaffen. Auf das richtige Verhältnis der Hauptbestandteile kommt es ganz wesentlich an, um einen guten fehlerfreien Cement zu erlangen. Zu

den erforderlichen Eigenschaften eines guten Cementes gehört die nahezu völlige Volumenbeständigkeit des daraus gefertigten Mörtels; dieser darf, sowohl beim Binden, als auch später (selbst nach Jahren) nicht merklich schwinden und auch nicht treiben (sich nicht ausdehnen). Die Erfahrung hat gelehrt, dass, wenn in dem Cemente der Kalkgehalt zu gross ist, dann der Cementmörtel stark treibt. Ehe diese böse Eigenschaft bekannt war, ist bei der Verwendung des Fabrikates neuer Fabriken durch das Treiben des fehlerhaften Cementes grosses Unheil angerichtet; Mauerwerk, Gewölbe, Verputzung von Mauerflächen, gezogene Gesimse, Kanal- und Brunnenschalen u. s. w. sind vollständig zerrissen und zertrümmert. Es ist dann aber sofort der Missstand gehoben durch Anwendung einer steten chemischen Prüfung des Rohmateriales und der danach als geboten erkannten Berichtigung des Verhältnisses der Hauptbestandtheile durch entsprechende Zusätze. Dieses Verfahren wird in allen guten Fabriken streng angewandt, und somit ist das bezeichnete Unheil nicht mehr zu fürchten. Es ist aber dennoch bei wichtigen Bauten rätlich, bei jeder neuen Sendung von Cement, denselben durch Versuche zu prüfen, und zwar auf seine Bindefähigkeit, Festigkeit und Volumenbeständigkeit.

Bei einigen Magnesia-Cementen hat sich die sehr übele Eigenschaft herausgestellt, dass derselbe erst nach ein oder selbst mehreren Jahren stark treibt und dadurch grosse Zerstörungen anrichtet. Solche Cemente kann man also füglich nur dann anwenden, wenn sie aus einer Fabrik stammen, deren Fabrikat erfahrungsgemäss jene böse Eigenschaft nicht hat.

Man unterscheidet von den Cementen schnell bindenden und langsam bindenden; ersterer bindet in 5—10 Minuten nach dem Anmachen mit Wasser, letzterer in 1—24 Stunden.

Reiner Portland-Cementmörtel (ohne Sand) kommt nur selten in Anwendung, er wird bei Wasserbauten nur in solchen Fällen angewandt, in denen es auf grösstmögliche schnelle Bindung ankommt, wie zur Dichtung von Quellen, Verstopfung von undichten Stellen in Fangdämmen u. s. w. Derselbe darf überhaupt nur dann angewandt werden, wenn er stets unter Wasser sich befindet. Der reine Portland-Cementmörtel schwindet etwas beim Binden an der Luft und erhält dabei Risse. Daher muss in den allermeisten Fällen ein gewisses Mass von Sand zugesetzt werden. Beim Anmachen des Cementmörtels muss das Wasser auf das Cementpulver gegossen werden unter

Digitized by Google

stetem Durcharbeiten; es darf das Cementpulver nicht in das Wasser geschüttet werden (wie es beim Gipsmörtel geschieht), weil sonst die Cementkörnchen ersäuft werden, und dadurch die Bindefähigkeit erheblich beeinträchtigt wird.

Hinsichtlich der Beschaffenheit des dem Cemente zuzusetzenden Sandes und Wassers gelten dieselben Bemerkungen, welche vorstehend unter Kalkmörtel angeführt sind.

Das Maass des dem Cemente zuzusetzenden Sandes ist abhängig von der Beschaffenheit des Cementes und von dem verlangten Festigkeitsgrade, so wie davon, ob ein schnelleres Binden erforderlich ist (wie bei Mauerwerk unter Wasser), oder ein langsameres Binden zulässig erscheint. Der Portland-Cement gestattet einen grösseren Sandzusatz als der Roman-Cement.

Für guten Portland-Cement sind folgende Verhältnisse (nach dem Werke „Der Portland-Cement", von Büsing und Schumann, Berlin 1899, S. 61) als angemessen zu erachten, in Raumteilen:

1—2 Teile Sand auf 1 Teil Cement, in Fällen, wo es auf sehr hohe Festigkeit nach kurzer Zeit ankommt, oder auf grosse Wasserdichtigkeit, oder auf grossen Widerstand gegen Abnutzung (Fussböden etc.)

3—4 Teile Sand auf 1 Teil Cement für gewöhnlichen, wetterbeständigen Putz, für Mauerwerk, Fundamente, Kunststeine, Betonierungen u. s. w.

Genügt die Festigkeit von 5 und mehr Teilen Sand auf 1 Teil Cement, so wendet man besser Cement-Kalkmörtel an.

Zu Arbeiten unter Wasserandrang wendet man schnell bindenden Cement an. Zu Putzarbeiten, Ziehen von Gesimsen etc., so wie bei kalter Witterung ist ein nicht zu langsam bindender Cement zu verwenden; sonst ist langsam bindender Cement zu empfehlen, da dieser sich am leichtesten und sichersten verarbeiten lässt und einen hohen Festigkeitsgrad erlangt.

Mörtel-Ausbeute (nach dem vorhin angezogenen Werke „Der Portland-Cement"). Es ist anzunehmen:

Für 1 cbm Cement das Gewicht von 140 kg; für 1 cbm grubenfeuchter [illegible] desgl. 140 kg.

1 [illegible] nt	170	kg netto	mit	122	Litern
[illegible]	70	„	„	„	50	„
[illegible]			„	„	43	„
[illegible]			„	„	36	„

Digitized by Google

Für die in nachstehender Tabelle aufgeführten Mischungen ergeben sich die beigesetzten Mörtelmassen.

Mischungen in hl				1 cbm Mörtel erfordert		
Cement	Sand	Wasser	Ausbeute	Cement kg	Sand l	Wasser l
1	1	0,53	1,50	933	667	353
1	2	0,75	2,25	622	888	333
1	3	0,98	3,00	467	1000	327
1	4	1,25	3,80	368	1053	329

Bereitung und Verarbeitung des Mörtels. Ist der Sand trocken, oder doch nicht feuchter als Grubensand, so breitet man ein abgemessenes Quantum desselben auf der Mörtelbahn aus, schüttet die abgemessene Cementmenge darüber und arbeitet das Ganze so lange durch, bis eine gleichmässige Mengung erfolgt ist; erst dann setzt man unter fortwährendem Durcharbeiten die nötige Wassermenge nach und nach zu. Ist der Sand nass, so muss man zunächst Cement mit Wasser zu Mörtelbrei anmachen, und darnach den Sand nach und nach, unter beständigem Durcharbeiten, zusetzen.

Zur Zeit darf nur eine solche Masse von Mörtel kurz vor der Verwendung bereitet werden, welche bis zum Eintritt des Bindeprozesses verwendet werden kann. Die beim Eintritt des Bindeprozesses etwa noch nicht verwendete Masse muss verloren gegeben werden; es ist durchaus unzulässig dieselbe durch Zuschütten von Wasser und erneuetes Durcharbeiten wieder flüssiger zu machen und dann doch zu verarbeiten, da diese Masse, in der der Bindeprozess gestört worden, keinen brauchbaren Mörtel bildet. Daraus ergiebt sich, dass es entschieden zweckmässig ist, zu solchen Arbeiten, welche nur langsam fortschreiten, als Ausfugen von Mauerwerk, Unterstreichen von Dachziegeln u. s. w. nur sehr langsam bindenden Cement zu verwenden, und davon zur Zeit stets nur geringe Massen anzumachen.

Die Bereitung des Cementmörtels geschieht durch Handarbeit oder durch Mörtelmaschinen; handelt es sich um grössere Massen, so ist die letztere Art vorzuziehen.

Die zu vermauernden Steine, sowie die zu verputzenden Mauerflächen müssen sorgfältig von Staub und Schmutz gereinigt, und stark mit Wasser genässt werden, besonders die porösen

Digitized by Google

Steine (Ziegel, Sandsteine u. s. w.), damit sie nicht dem Mörtel das zu seinem Bindeprozesse nötige Wasser entziehen. Auch nach der Ausführung der Cementarbeiten müssen dieselben durch wiederholte Annässung genügend feucht erhalten, so wie gegen die Sonne und gegen starken Luftzug sorgfältig geschützt werden.

Das Cementpulver muss sorgfältig gegen Nässe gesichert gelagert werden. Durch trockene Lagerung an trockener Luft wird die Bindung zwar etwas verlangsamt, indessen die Festigkeit nicht vermindert, vielmehr begünstigt.

Durch zu hohen Wasserzusatz wird der Mörtel porös und weniger fest.

Wie die Erfahrung ergeben hat, widersteht der erhärtete Portland-Cementmörtel den Einwirkungen des Meerwassers im hohen Grade, desgleichen den Einwirkungen der Flüssigkeiten und Gase in den Entwässerungskanälen.

Cementmörtel mit Meerwasser angemacht hat eine geringere Festigkeit als mit Süsswasser bereitet.

Der erhärtete Portland-Cementmörtel hat einen hohen Grad der Widerstandsfähigkeit gegen grosse Hitze, ist also zur Herstellung von Rauchkanälen, Kessel-Schornsteinen u. s. w. geeignet, so wie zur Umhüllung von Eisenwerk, zum Schutze desselben gegen Feuer.

Der erhärtete Portland-Cementmörtel widersteht dem Froste im hohen Grade, wirkt aber der Frost auf den Mörtel vor dem völligen Abbinden, so wird er zerstört.

Portland-Cement-Kalkmörtel. In vielen Fällen ist nicht die hohe Festigkeit, welche der aus 1 Teil Portland-Cement und 1—4 Teilen Sand hergestellte Mörtel besitzt, erforderlich, wohl aber eine schnellere Erhärtung als die des Kalkmörtels zweckmässig. Ein Mörtel von 1 Teil Cement und 5 oder mehr Teilen Sand würde zwar hinsichtlich der Festigkeit genügen, aber ein solcher magerer Mörtel ist schlecht zu verarbeiten und haftet zu wenig an den Steinen. Es ist daher in solchen Fällen vorzuziehen, dem Cement gelöschten Kalk oder hydraulischen Kalk zuzusetzen; solcher Mörtel stellt sich ausserdem auch billiger. Der Kalkzusatz darf aber nicht zu gross sein, da sonst die Festigkeit zu sehr vermindert würde. Durch angemessenen Zusatz von Kalk wird die Druckfestigkeit und Adhäsion des mageren Cementmörtels erheblich erhöht. Als zweckmässige Mischungen haben sich (nach dem Werke „Der Portland-Cement") ergeben:

Digitized by

1 Teil Cement, 5 Teile Sand, ½ Teil Kalkteig od. hydraul. Kalk
1 „ „ 6—7 „ „ 1 „ „ „ „ „
1 „ „ 8 „ „ 1½ „ „ „ „ „
1 „ „ 10 „ „ 2 „ „ „ „ „

Zu den beiden Türmen der evang. Garnisonkirche zu Hannover ist angewandt:

teils 1 Teil Cement, 1 Teil Kalkteig, 4 Teile Sand
„ 1 „ „ 2 „ „ 5 „ „

Wird als Zusatz Kalkteig angewandt, so bereitet man den Mörtel, indem man den Kalkteig in einem Kasten mit Wasser zu Kalkmilch verdünnt, auf der Mörtelbahn den Sand ausbreitet, das Cementpulver darauf schüttet, beides mengt, und sodann dieses Gemenge in die Kalkmilch schaufelt und das Ganze so lange durcharbeitet bis eine gleichmässige Mischung hergestellt ist. Wird aber als Zusatz zu Pulver gelöschter hydraulischer Kalk angewandt, so mischt man zuerst trocken Cement, Kalkpulver und Sand zu einem gleichmässigen Gemenge und setzt dann das erforderliche Wasser unter Durcharbeiten zu. Der hydraulische Kalk muss gut gelöscht und gesiebt oder gemahlen sein, damit nicht ungelöschte Klümpchen verbleiben, da diese später sich löschen und den Mörtel auflockern würden.

Die Ausbeute an Mörtel stellt sich (nach dem vorhin angezogenen Werke „Der Portland-Cement“) wie folgt:

Mischung in hl					1 cbm Mörtel erfordert			
Cement	Sand	Kalkteig	Wasser	Ausbeute	Cement kg	Sand l	Kalk l	Wasser l
1	5	0,5	1,30	4,90	286	1020	102	265
1	6	1,0	1,35	6,00	233	1000	167	225
1	7	1,0	1,60	6,80	206	1029	147	235
1	8	1,5	1,60	7,80	182	1040	195	205
1	10	2,0	1,70	9,45	148	1055	212	180

Die Cement-Kalkmörtel sind volumbeständig, wetterbeständig, erhärten an der Luft rasch und erlangen grosse Festigkeit. Sie erhärten auch unter Wasser. Der Bindeprozess erfolgt langsamer als beim Cement-Sandmörtel, was für die Verarbeitung sehr günstig ist.

Die Wasserdichtigkeit und die Luftdichtigkeit der Cement-Sandmörtel, sowie auch der Cement-Kalk-Sandmörtel ist

Digitized by Google

im allgemeinen sehr gross, sie sind daher zur Herstellung von wasserdichtem Mauerwerk und Putz im hohen Grade geeignet. Für Wohngebäudemauern u. s. w. sind sie ihrer grossen Luftdichtigkeit halber nicht günstig, da für solche Mauern ein höherer Grad der Luftdurchlässigkeit aus Gesundheitsrücksicht wünschenswert ist.

Für wasserdichtes Mauerwerk und wasserdichten Putz haben sich nach den Versuchen von R. Dyckerhoff folgende Mischungen als besonders günstig erwiesen:

1	Teil	Cement,	1	Teil	Sand,			
1	„	„	2	„	„	½	Teil	Kalkteig,
1	„	„	3	„	„	1	„	„
1	„	„	5	„	„	1½	„	„
1	„	„	6	„	„	2	„	„

Die Wahl unter diesen Mischungen ist abhängig von der erforderlichen Festigkeit. Wenn nicht sehr rasche Wasserdichtigkeit gefordert wird, so kann man bei den obigen Mischungen 1 Teil Sand mehr, oder ½ Teil Kalk weniger anwenden.

Die Anwendung von Cement hat in der neueren Zeit ganz bedeutend zugenommen, und zwar nicht nur bei Wasserbauten, sondern auch in ausgedehntem Masse bei Hochbauten. Leider kommen aber dabei nicht selten Misserfolge vor infolge fehlerhafter Bereitung des Mörtels oder fehlerhafter Behandlung bei den Arbeiten. Es hat das häufig seinen Grund in der Unkenntnis der Maurer, die über dieses neuere Material noch keine genügende Erfahrung erlangt haben. Deshalb ist es geboten, dass seitens der Bauführung genügende Belehrung erteilt und eine sehr strenge Überwachung der Cementarbeiten ausgeübt werde. Die Bauführung muss daher für diese Arbeiten die vollständigste Spezialkenntnis sich verschaffen und deshalb die betreffende Litteratur sorgfältig studieren. Eine vollständige Darlegung würde hier zu weit führen und muss ich deshalb auf die einschlägigen Werke verweisen, von denen ich hier besonders namhaft mache: „Der Portland-Cement, von Büsing und Schumann, 2. Auflage, Berlin 1899“ und „Gottgetreu, die physische und chemische Beschaffenheit der Baumaterialien, 3. Auflage, Berlin 1881“, — welche Werke in dem Vorstehenden mehrfach benutzt sind.

3) Der Gipsmörtel. Durch Brennen des Gipssteines (schwefelsaurer Kalk) wird das in demselben enthaltene, mechanisch und chemisch gebundene Wasser ausgetrieben und die dadurch mürbe gewordene Masse durch Mahlen in Pulver verwandelt,

Digitized by

welches, mit Wasser angemacht, zu Mörtelbrei verarbeitet wird. Es muss dabei das Gipspulver in das Wasser geschüttet werden, unter tüchtigem Durcharbeiten, weil durch Aufgiessen des Wassers auf das Gipspulver sofort feste Klumpen entstehen, die sich nicht durcharbeiten lassen. Der gebrannte Gips hat eine sehr grosse Verwandtschaft zum Wasser, er zieht dasselbe begierig aus der Luft und aus feuchter Umgebung an, er muss daher in geschlossenen Gefässen an trockenen Orten aufbewahrt, am besten frisch verwandt werden. Durch schwaches Brennen (sog. Backen) wird der sog. Stuckgips, durch stärkeres Brennen der sog. Bodengips (Estrichgips) erzeugt. Der erstere wird zum Giessen von Bildwerken, zu Stuckarbeiten, Stuckmarmor, Wand- und Deckenputz, Gesimsziehen u. s. w. verwandt, — der letztere zur Herstellung von Fussboden-Estrichen und als Mörtel zu Mauerwerk. Der erstere bindet ganz besonders rasch, unmittelbar nach dem Anmachen mit Wasser, — der letztere bindet langsamer. Beim Binden findet eine starke Wärmeentwickelung statt und der Mörtel dehnt sich dabei aus, er treibt, und zwar um etwa $^1/_{100}$ der Länge. Um das schnelle Binden, welches bei manchen Arbeiten, als Verputzungen, Gesimsziehen, Stuckmarmor, Mauern u. s. w. unzulässig ist, zu verhindern, werden verschiedene Zusätze angewandt, und zwar Weisskalkmilch, Leimwasser, Alkohol ($2-2^1/_2$ Proz.), Ziegelmehl, feiner Sand, Thon. An Weisskalk ist $^1/_{10}-^1/_8$ Teil des Ganzen statthaft; wenn davon mehr zugesetzt wird, so bindet die Masse sehr langsam und ist zum Giessen nicht brauchbar, aber sehr geeignet zum Mauern u. s. w. Zum Giessen wird auf 1 Gewichtsteil Gips $^3/_4$ Gewichtsteil Wasser und zum Mauern auf 1 Gewichtsteil Gips $^5/_8$ Gewichtsteil Wasser zugesetzt.

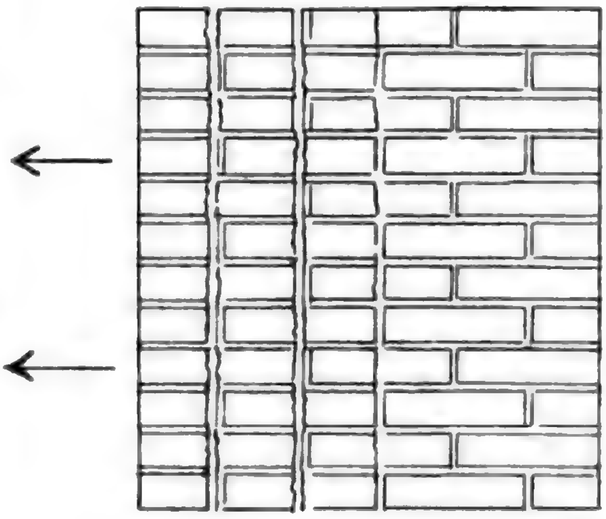
Der gebundene und getrocknete Gipsmörtel ist sehr porös, er lässt infolge davon das gegenschlagende Regen wasser in erheblichem Maasse eindringen; er ist auch auflöslich durch Wasser, also nicht wetterbeständig. Ferner ist das starke Treiben bei äusseren Mauern höchst nachteilig. Beim Vermauern werden die Steine dadurch auseinander getrieben, es entstehen in Folge davon Risse; das gegenschlagende Regenwasser dringt durch den porösen Mörtel, sowie durch die Poren der Steine in diese Risse hinein; beim Gefrieren vergrössern sich die Risse, durch die Ausdehnung des Eises; in den ersteren Jahren ist das zwar nicht erheblich, aber in jedem Jahre erweitern sich die Risse, und das Auseinandertreiben wird dadurch grösser, sodass nach längeren Jahren das Mauerwerk vollständig

Digitized by Google

zerstört wird. Die alten Bauwerke in Lüneburg und am Harze zeigen in grauenhaftem Grade diesen Zerstörungsprozess und lehren eindringlich die Unzulässigkeit der Ausführung äusserer Mauern in Gipsmörtel. Der stärker gebrannte Gips treibt zwar weniger als der schwach gebrannte, sodass der Zerstörungsprozess dabei langsamer stattfindet, immerhin wirkt derselbe im Laufe längerer Jahre doch so zerstörend, dass auch für den stärker gebrannten Gips die vorstehende Lehre als gültig anzuerkennen ist.

Als Ursache der furchtbaren Zerstörungen, welche sich an den alten Lüneburger Ziegelbauten zeigen, hat sich die Meinung gebildet: durch das fortwährende Auspumpen der Salzsole seitens der bei Lüneburg befindlichen Saline seien infolge Auflösung des in der Tiefe in Stöcken vorkommenden Salzes Höhlungen in der Erde entstanden, durch welche Bodenversenkungen an der Erdoberfläche und dadurch ungleiche Senkungen und Verdrückungen der Gebäude entstanden seien. Vorgenommene Untersuchungen haben aber ergeben, dass die Fundamente völlig waagerecht und unzerstört sind, während die darauf stehenden äusseren Mauern furchtbare Verwüstungen zeigen. Durch den vorerwähnten Zerstörungsprozess entsteht bei den Ziegelmauern nach aussen zunächst eine ½ Stein starke abgetrennte Schale, indem die eingreifenden Binder abgerissen werden, wie die Abb. 10 zeigt. Durch das Gefrieren des in die Spaltung eingedrungenen Wassers wird diese abgetrennte Schale in jedem Winter mehr nach aussen hinausgedrängt, bis der Absturz erfolgt. Dann bewirkt der Zerstörungsprozess eine zweite abgetrennte Schale und so schreitet die Zerstörung fort. Der Gipsmörtel zeigte sich in den äusseren Schalen meistens in kleine Teile zerstückelt, die zum Teil zwischen den Fingern zerreiblich waren.

Abb. 10.



Von einigen Fachleuten ist die Ansicht aufgestellt: es empfehle sich, dem gewöhnlichen Weisskalkmörtel einen mässigen Teil Gips zuzusetzen, um einen Mörtel zu erlangen, der weder schwinde noch treibe, indem das Schwinden des Kalkmörtels

und das Treiben des Gipses sich gegenseitig aufhöben. Diese Ansicht ist aber als irrig zu erachten; denn das Treiben des Gipses erfolgt bald nach der Verwendung des Mörtels, während das Schwinden des Kalkmörtels ganz allmählich stattfindet. Das Treiben des Gipses wird zwar durch den Weisskalk verzögert, aber längst nicht in solcher Weise, dass es gleichen Schritt hält mit dem Schwinden des Weisskalks. Sonach bewirkt das Treiben des Gipses doch die so gefährliche Auflockerung, das Auseinandertreiben des Mauerwerks.

Gipsbeton (Annalith). Ende der 50er Jahre sind unter Mitwirkung des Ingenieurs Heusinger von Waldegg in Hannover Anschlagsäulen und Einfriedigungsmauern aus einem Gemenge von Gipsmörtel, Steinschlag und Sand oder Kies, in Formen geschüttet, hergestellt und bei Osterode am Harz auf der Anna-Gipsmühle ganze Gebäude in solcher Weise ausgeführt. Man versprach sich damals von dieser Bauweise sehr viel und meinte, dieselbe empfehle sich zu ausgedehnter Anwendung. Aber sie hat sich nicht bewährt; die Anschlagsäulen sind nach kurzer Zeit so sehr vom Wetter zerstört, dass man sie hat beseitigen und durch Cement ersetzen müssen, und die Einfriedigungsmauern verwitterten auch bald. Über die Gipsbeton-Gebäude bei Osterode ist mir Näheres nicht bekannt geworden.

4) Lehmmörtel. Da der Lehm durch Wasser zu einer weichen Masse aufgeweicht wird, so kann man Lehmmörtel nicht zu Mauern verwenden, welche der Nässe ausgesetzt sind. Wohl aber kann er verwandt werden zu inneren Mauern, Schornsteinen u. s. w., sofern solche gegen das Aufsteigen der Grundfeuchtigkeit gesichert sind, sowie zu inneren Verputzungen u. s. w. Sein Widerstand gegen Druck ist geringer als bei Kalkmörtel. Ferner schwindet der Lehmmörtel stärker als der Kalkmörtel und daraus folgt, dass man Lehmmörtel-Mauerwerk nicht im Verbande mit Mauerwerk in Kalk- oder Cement- oder Gipsmörtel ausführen darf. Der Lehm stellt eine Verkittung der Steine nicht her, er bildet nur ein mechanisches Zwischenmittel.

5) Staubkalk und Chausseeschlamm. Der auf den Kalkbrennereien sich ansammelnde Staubkalk (an der Luft zerfallener Kalk), welchen die Brennereien zu billigem Preise abgeben, sowie auch der Chausseeschlamm von Kalk-Steinschlag werden bei untergeordneten Mauerwerken, besonders auf dem Lande, als Mörtel angewandt, bilden aber auch nur ein mechanisches Zwischenmittel.

Digitized by Google

6) Erde und Moos wendet man zur Ausfüllung der Fugen bei den sog. trockenen Mauern, ausser den Zwickern, an; das Moos hauptsächlich nach aussen, um das Eindringen des Regenwassers und das Auswaschen der Erde zu verhüten.

7) Asphalt und Mastixcement werden bei Mauerwerk zur Sicherung desselben gegen Nässe angewandt; so gegen das Aufsteigen der Grundfeuchtigkeit, ferner zur Abdeckung von Mauerwerk, ferner als Überzug der Mauerflächen zur Verhinderung des Eindringens von Nässe aus gegenliegendem Erdreich u. s. w. Es wird aber auch vielfach Teerpappe zur Herstellung einer wasserdichten Schicht angewandt.

8) Feuerfester Mörtel (Chamottemörtel) wird angewandt bei Mauerwerk, welches einem hohen Hitzegrade ausgesetzt ist. Die vorgenannten Mörtel kommen bei starker Hitze zum Schmelzen. Als feuerfester Mörtel wird reiner Thon angewandt, d. h. Thon, welcher frei ist von fremden Bestandteilen, insbesondere frei von Kalkerde und Metalloxyden. Man stellt feuerfesten Mörtel (sog. Chamottemörtel) aber auch her aus zerpulverten Brocken feuerfester Ziegel sowie zerpulverten Porzellankapsel-Scherben, unter Zusatz von etwas feuerfestem Thone.

Digitized by Google

III. Abschnitt.

Allgemeine Regeln für die Ausführung des Mauerwerks.

Es sollen zunächst die für die Ausführung des Mauerwerks geltenden allgemeinen Regeln abgehandelt werden; die für die verschiedenen Arten des Mauerwerks ausserdem noch zu beachtenden Regeln werden nachfolgend bei Abhandlung der einzelnen Mauerwerksarten vorgetragen.

§ 5. Dauerhaftigkeit (Wetterbeständigkeit) der Steine.

Die zu äusseren Mauern zu verwendenden Steine müssen dauerhaft (wetterbeständig) sein, sie dürfen durch die Einwirkung der Nässe und des Frostes nicht in erheblichem Grade zerstört werden, sie dürfen nicht zu stark verwittern. Die natürlichen Steine dürfen daher keine erdigen Teile enthalten, da solche durch die Nässe und den Frost bald aufgelöst würden. Sie dürfen ferner keine eingesprengte Adern oder Nester von Eisenoxyd oder Manganoxyd enthalten, da diese bald verwittern. Einige Kalksteinarten, besonders wenn sie thon- und kalkerdehaltig sind, haben oft fein zerteilten Feldspat in Nestern eingesprengt; dieser zerstört dann durch seine Verwitterung die Steine leicht.

In manchen Thonsandsteinarten finden sich feine Thonlagen oder Glimmerlagen, diese geben dann zum Auseinanderfrieren oder auch schon durch die Einwirkung der Sonne zum Auseinanderfallen Veranlassung.

Die Steine dürfen ferner keine Risse und Sprünge enthalten, auch selbst wenn dieselben sehr fein sind (sogenannte Haarrisse); in dieselben zieht sich die Nässe und beim Gefrieren

zersprengt der Stein. Deshalb sind sogenannte Stiche (eine Verschiebung der Steinmasse quer durch die Schichtung) so gefährlich. Besonders leicht zerfrieren stichhaltige Steine, wenn kurz nach dem Brechen, solange der Stein noch die Bergfeuchtigkeit hat, der Frost darauf wirkt, was nach dem Austrocknen viel weniger der Fall ist. Deshalb werden von den Steinbrechern kurz vor dem Froste ungern Steine vom Felsen abgesetzt; muss solches aber geschehen, so bedeckt man die frisch gebrochenen Steine mit Erde oder Nadelholzbüschen oder Stroh.

Die Meinung, dass Steine, welche nicht porös sind, also Wasser nur in ganz geringem Maasse aufnehmen, stets der Wirkung des Frostes am besten widerstehen, ist nach Vicat unrichtig. Eine grosse Zahl Sandsteine und Kalksteine, welche das Wasser in erheblichem Masse einlassen, also stark porös sind, widerstehen dem Froste besser, als manche dichte Steine. Vicat erklärt diese Erscheinung dadurch, dass der Frost nur dann sprengend wirkt, wenn das Wasser röhrenförmige oder spaltenartige Zwischenräume findet. Sind die Poren gleichmässig durch die Masse verteilt, so dehnt das beim Gefrieren sich bildende Eis nach aussen sich aus, ohne den Stein zu zersprengen.

Am sichersten ist es, die zu verwendenden natürlichen Steine aus Brüchen zu beziehen, deren Steine sich seit längeren Jahren als dauerhaft erwiesen haben, was sich bei älteren, daraus hergestellten Mauern, besonders an der Wetterseite, zeigt. Ebenso ist es am sichersten, die zu verwendenden Ziegel von Ziegeleien zu beziehen, deren Fabrikat sich gleichfalls durch längere Erfahrung als dauerhaft erwiesen hat. Kommen aber in Frage natürliche Steine bezw. Ziegel, über welche längere Erfahrungen noch nicht vorliegen, so empfiehlt es sich, solche zur Untersuchung wenigstens einen Winter über der Nässe und dem Froste auszusetzen. Ist das aber nicht thunlich, so ist man darauf angewiesen, die in Frage stehenden Steine sorgsam physikalisch, eventl. auch chemisch zu untersuchen und sie der sog. künstlichen Frostprobe zu unterwerfen. Diese von dem Franzosen Brad angegebene Probe besteht darin, Stücke von den in Frage stehenden Steinen in eine Salzauflösung zu tauchen, welche beim Krystallisieren sich in ähnlicher Weise ausdehnt als das gefrierende Wasser und sonach einen ähnlichen sprengenden Einfluss äussert. Unter allen geprüften Salzarten hat sich das schwefelsaure Natron (Glauber-

salz) am besten erwiesen. Das Verfahren ist folgendes: Man stellt von einer zweifelhaft erscheinenden Stelle des zu prüfenden Steines durch Sägen Würfel von etwa 5 cm-Seiten her. Abgeschlagene Stücke können durch das Schlagen gelitten haben und sind deshalb nicht zuverlässig. Man numeriert die Würfelstücke und bezeichnet die Stelle, woher sie genommen sind. Man löst in einer für die Proben hinreichenden Menge Wasser so viel Glaubersalz auf, als sich ohne Wärme auflösen will, sodass also die kalte Lösung gesättigt ist, was daraus erkannt wird, dass nach etwa 2 Stunden Salz auf dem Boden des Gefässes unaufgelöst zurückbleibt. Zu einer Flasche Wasser von 15° C. ist etwa ½ kg Glaubersalz nötig. In dieser Auflösung kocht man die Steinwürfel ½ Stunde, nicht länger, da nach Versuchen von Vicat sich gezeigt hat, dass durch längeres Kochen die Wirkung des Frostes überschritten würde. Danach hängt man die Steinwürfel an Fäden frei auf und stellt unter jeden eine Schale mit der Auflösung, worin er gekocht ist. Wenn das Wetter nicht zu feucht oder zu kalt ist, so zeigen sich an der Oberfläche der Steinwürfel nach 24 Stunden kleine nadelförmige Krystalle; man taucht dann die Steinwürfel in die darunter stehende Flüssigkeit, sodass sich die Krystalle ablösen, und wiederholt dieses, so oft sich ein Ausschlag zeigt, 5 Tage lang. Im Dunkeln (dunkeln Zimmer oder Keller) wird das Auswittern befördert. Leidet der fragliche Stein durch Frost, so lösen sich beim Auswittern Teile davon ab, von den Kanten oder von den Flächen, und diese fallen in das unterstehende Gefäss; man wiegt alsdann die abgelösten Teile und kann durch die Vergleichung der von den verschiedenen Steinproben abgelösten Teile abnehmen, welche Steinarten mehr oder weniger leiden. Es empfiehlt sich bei den anzustellenden Proben zur Vergleichung auch Probestücke von solchen Steinen mit zu behandeln, welche bereits als frostständig bekannt sind. Wollte man das Wasser warm mit dem Salze sättigen oder aber die vorbemerkte Benetzung länger als 5 Tage fortsetzen, so würde dadurch die Wirkung des Frostes überschritten werden.

§ 6.

Solche Steinarten, welche die Nässe stark anziehen, wie manche Sandsteine und Kalksteine, überziehen sich, besonders an den Wetterseiten, bald mit Moos und Flechten, wodurch die Verwitterung befördert wird. Die von solchen Steinen aus

Digitized by Google

geführten Gebäudemauern werden feucht, Putz, Tapeten und Malereien der Innenseiten werden zerstört, daran befindliches Holzwerk verfault, verstockt oder es bildet sich Schwamm daran, und die Wohnräume sind ungesund. Deshalb muss man solche Steinarten überhaupt nicht zu Gebäudemauern verwenden oder aber sie nach innen zu isolieren.

§ 7.

Die frisch gebrochenen Steine enthalten die sog. Bergfeuchtigkeit (Bruchfeuchtigkeit). Dieselbe trocknet erst nach längerer Zeit vollständig aus, und erst danach dürfen sie vermauert werden. Geschieht das Vermauern früher, so ist zu befürchten, dass die Mauern stets feucht bleiben, da die Bruchfeuchtigkeit viel inniger in den Steinen haftet als das später eingedrungene Wasser. Die Bearbeitung der Quader ist am leichtesten, wenn dieselbe gleich nach dem Brechen geschieht, solange die Steine noch die Bruchfeuchtigkeit enthalten, ist diese erst ausgetrocknet, so werden sie härter. Deshalb bearbeiten die Steinhauer am liebsten frisch gebrochene Steine.

§ 8.

Salzhaltige Steine sind im allgemeinen zur Verwendung bei Mauerwerk nicht zuzulassen, da durch dieselben andauernde Feuchtigkeit und der Mauerfrass veranlasst werden. Ferner sind solche Steine auszuschliessen, welche durch die in den Mauern unter Umständen sich bildenden Salze zerstört werden. Es gilt das nicht nur von den natürlichen Steinen, sondern auch von den Mauerziegeln.

§ 9.

Unter diesen Salzen ist besonders gefahrvoll der sog. Mauerfrass. Derselbe entsteht besonders da, wo animalische oder verwesende vegetabilische Substanzen mit dem Mauerwerke in Berührung kommen, wie bei Viehställen, Aborten, Düngergruben, Pissoirs, dicht an Gebäuden befindlichen schmutzigen Gassen u. s. w., sowie ferner durch, die Salzbildung bewirkenden Substanzen in den Steinen oder im Mörtel oder in dem beim Mauern verwandten Wasser. Die Bildung des Mauerfrasses wird dann durch die Feuchtigkeit des Mauerwerks noch besonders befördert und daher auch bei feuchten Mauern besonders angetroffen.

Digitized by

Der gewöhnlich vorkommende Mauerfrass ist Kalksalpeter, das ist salpetersaurer Kalk. Derselbe bildet sich durch Fäulnis von stickstoffhaltigen organischen, also besonders tierischen Stoffen, indem der bei der Verwesung aus seiner Verbindung tretende Stickstoff, unter Mitwirkung des Ammoniums, welches sich als Produkt der Verwesung entwickelt, mit dem Sauerstoffe der Luft sich verbindet, wodurch Salpetersäure sich erzeugt, die dann mit der Kalkerde des Mörtels zu salpetersaurem Kalk sich verbindet. Dieses Salz kommt auch zuweilen im Brunnenwasser vor und gelangt dadurch in die Mauern. Zuweilen enthält der Mauersalpeter eine Quantität wahren Salpeters (salpetersaures Kali), sofern durch Vorhandensein von Kali (z. B. durch Holzasche u. s. w.) dessen Bildung geschehen kann. Die Auswitterung der salpetersauren Mauersalze erfolgt rascher an solchen Stellen, wo kein direktes Sonnenlicht die Mauer trifft und wo ruhige Luft und Feuchtigkeit herrschen. Der salpetersaure Kalk effloresziert in wasserklaren, sechsseitigen Nadeln, wird leicht feucht und zerfliesst.

Eine andere Art Mauersalz, welches bei trockener Witterung als milchweisser Beschlag in zarten Nadeln auswittert, ist kohlensaures Natron, welches durch vorhandenes Kochsalz sich bildet, das entweder in dem Boden, worauf das Mauerwerk steht, oder in den Steinen, oder in dem zum Mörtel oder zum Annässen der Steine verwandten Wasser, besonders Seewasser, vorhanden ist; daher denn auch bei Mauern, deren Mörtel aus Muschelschalenkalk bereitet ist, sehr häufig vorkommend. Durch den Kalk findet eine Zersetzung des Kochsalzes statt, es bildet sich Chlorcalcium und kohlensaures Natron, welches letztere effloresziert. Dieses teilt dem Mauerwerke keine Feuchtigkeit mit, sondern diese rührt zum Teil von dem Kochsalze her, welches bei seiner Zersetzung Wasser abscheidet, hauptsächlich aber von dem entstandenen Chlorcalcium, welches in hohem Grade hygroskopisch ist, also aus der Luft stark Feuchtigkeit anzieht. Der Mörtel der Mauern und des Verputzes wird dadurch aufgelockert, mürbe gemacht, zerfressen. Auch die Steine, wenn sie der Einwirkung nicht widerstehen können, wie das bei manchen natürlichen Steinarten, ganz besonders aber bei ungaren Ziegeln der Fall ist, werden in ähnlicher Weise zerfressen.

Manche Mauerziegelsorten zeigen bald nach dem Vermauern, oder auch wohl erst später, einen milchweissen Ausschlag von kohlensaurem Natron, welcher aber nach und nach ganz ver-

Digitized by Google

schwindet, nachdem er durch Wind und gegenschlagenden Regen beseitigt worden. Das ist nicht der eigentliche Mauerfrass; aber ungare Ziegel werden selbst durch diesen Ausschlag so mürbe, dass sie abbröckeln und den davor sitzenden Putz absprengen. Deshalb darf man solche Ziegel nicht nach aussen vermauern; falls solches aber doch aus Unachtsamkeit oder durch Unkenntlichkeit geschehen sein sollte, so muss man solche schadhaft gewordenen Ziegel herausschlagen und durch gare Ziegel ersetzen.

Auch schwefelsaures Natron kommt zuweilen als Mauersalz vor. Die zu dessen Erzeugung nötige Schwefelsäure entsteht durch die Verwitterung der aus schwefelkieshaltigem Thone gefertigten Mauerziegel oder schwefelkieshaltigen natürlichen Bausteine, wodurch eine Zersetzung des Kochsalzes bewirkt wird. Es erscheint besonders an den Mauern während des Frostes und verschwindet bei eintretendem Tauwetter. Es ist jedoch immer mit andern Salzen verunreinigt, besonders mit Kalksalpeter. Zuweilen erzeugt sich auch Bittersalz (schwefelsaure Magnesia).

Eine andere Art zerfressenden Mauerfrasses zeigt sich durch braune oder grüne Flecke. Die Entstehung rührt ebenfalls von Schwefelkies her, welcher durch Einwirkung der Luft und der Feuchtigkeit sich zersetzt und schwefelsaures Eisen und andere Salzarten bildet.

Die von Moses im 3. Buch, Kap. 14, V. 33—54 angeführte Häuserkrankheit ist mutmasslich diese Art Mauerfrass. Moses schreibt vor, dass beim Erscheinen solcher Flecke die Steine aus der Mauer gebrochen und durch neue ersetzt werden sollen. Es ist das wohl das beste Mittel, sofern nur einzelne Stellen von jenem Mauerfrass ergriffen sind, aber das Ausbrechen muss hinreichend weit ausgedehnt werden.

§ 10. Der Hausschwamm.

Im Anschlusse an die vorstehende Besprechung des Mauerfrasses möge hier auch der Hausschwamm erwähnt werden. Wie die Erfahrung lehrt, zeigt sich derselbe nicht nur am Holzwerke, sondern häufig auch in grosser Ausdehnung an den Innenseiten der Gebäudemauern. Er überzieht dieselben an hohlen Stellen, welche gegen Luftzug und Licht abgeschlossen sind, in ausgedehntem Maasse, verbreitet sich häufig sehr weit hin, auch wenn die hohlen Zwischenräume sehr enge sind, dringt in die feinsten Fugen und Risse

Digitized by Google

des Putzes und des Mauerwerks und wächst ab und an von einem Geschosse aus in die anderen Geschosse hinein. Er findet sich also häufig an dem Mauerwerke, selbst in weiter Entfernung von Holzwerk. Aus dieser Erscheinung ist vielseitig die Meinung entstanden, dass der Hausschwamm nicht nur am Holzwerke sich bilde, sondern auch am Mauerwerke entstehe, und man hat ihn deshalb auch als Mauerschwamm benannt. Diese Meinung ist aber völlig irrig. Der so furchtbar zerstörend wirkende, und deshalb mit Recht so sehr gefürchtete laufende Hausschwamm entsteht nur an zersetztem Holzwerke; er wächst dann aber von seiner Ursprungsstelle aus häufig weit fort und überzieht nicht nur anderes Holzwerk, sondern auch Mauerwerk in ausgedehntem Masse, falls die Umstände dafür vorhanden sind.

Durch feuchte Mauern wird das Entstehen des Schwammes oftmals indirekt veranlasst, indem das mit feuchten Mauern in Verbindung stehende Holzwerk (als eingemauerte Balkenköpfe, eingemauerte Klötze, Stossbretter, anschliessende Fussböden, Thür- und Fensterbekleidungen, Wandtäfelungen u. s. w.) zersetzt und vom Schwamm ergriffen wird. Deshalb ist es durchaus unzulässig, Holzwerk mit feuchten Mauern in Verbindung zu bringen.

Die Vertilgung des Schwammes erfordert grosse Sorgfalt. Das Füllmaterial unter den vom Schwamm ergriffenen Fussböden muss man fortschaffen und durch reines Material ersetzen; die stark angegriffenen Holzteile müssen beseitigt, die Ersatzstücke sowie die nur wenig ergriffenen Holzteile und die überwucherten Mauerflächen nach der Reinigung mit einem kräftig wirkenden Gegenmittel überstrichen werden, wodurch aller Pflanzenwuchs sicher zerstört bezw. verhindert wird, als Zinkchlorid oder Quecksilbersublimat (letzteres aber nur in nicht bewohnten Räumen zulässig) u. s. w. Durch dieses mit Sorgfalt und in hinreichender Ausdehnung angewandte Verfahren ist der Schwamm völlig sicher zu zerstören und daher die weit verbreitete Meinung, dass die Vertilgung des Schwammes nicht möglich, und dass ein Haus, in welchem Schwamm entstanden, mit einem Fluche belastet sei, als durchaus falsch zu erklären.

§ 11.

Für die Ausführung von Mauerwerk aus Steinen ist eine der Hauptregeln die, dass dasselbe im Verbande ausgeführt werden muss; d. h. so, dass die Stossfugen einer

Digitized by Google

oberen Schicht nicht auf die parallelen Fugen der unmittelbar darunter befindlichen Schicht treffen, und zwar nicht nur an den Aussenseiten, sondern auch im Innern des Mauerwerks. Diese Regel wird auch wohl so ausgedrückt: „es darf nicht Fuge auf Fuge treffen". Durch die verbandmässige Anordnung der Steine wird die Festigkeit des Mauerwerks erheblich erhöht. Der Mörtel hat anfänglich eine viel geringere Festigkeit als die Steine. Insbesondere ist das der Fall beim Kalkmörtel, hydraulischen Mörtel, Lehm- und Chamottemörtel. Durch Cementmörtel findet zwar rascher eine festerere Verkittung der Steine statt, indes ist auch der Cementmörtel in der ersteren Zeit nachgiebig, und dieserhalb, aber auch nach der späteren Erhärtung, wird auch bei Cementmörtel-Mauerwerk durch den Verband der Steine die Festigkeit des Mauerwerkes erhöht. Durch den Steinverband findet auch eine günstige Druckverteilung statt. Somit ist die verbandmässige Ausführung des Mauerwerks entschieden zweckmässig und gilt daher mit Recht als strenge Regel, gegen welche ein Verstoss allgemein als ein ganz grober Fehler erachtet wird.

§ 12. Die Ausfüllung der Fugen des Mauerwerks mit Mörtel

ist in mehrfacher Hinsicht zweckmässig und wird daher auch in den allermeisten Fällen ausgeführt. Die Steine erhalten dadurch ein sicheres Lager, sodass sie sich nicht verkanten und verschieben können. Ferner erhalten dadurch die Steine durchweg eine feste Unterstützung, sodass der darauf wirkende Druck sich nahezu gleichmässig auf die ganze Lagerfläche der Mauersteine verteilt und somit nicht auf einzelne Stellen der Lagerfläche sich konzentriert. Ferner wird durch den Mörtel die Reibung der Steine aufeinander vergrössert und dadurch dem Fortgleiten entgegengewirkt, was besonders dann von Wichtigkeit ist, wenn auf das Mauerwerk ein Schub wirkt. Ferner wird durch diejenigen Mörtelarten, welche mit den Steinen sich fest verbinden, eine innige Verkittung zu einem einheitlichen festen Körper hergestellt. Und endlich wird durch die vollständige Ausfüllung aller Fugen das Eindringen von Wasser in das Mauerwerk, und somit die Zerstörung desselben durch Frost verhindert.

§ 13. Anlegen des Mauerwerks und das Vermauern der Steine.

Die zur richtigen Festlegung der Mauerfluchten erforderlichen Schnurgerüste (Mauerjoche) müssen in einer soliden Weise

Digitized by

und in genügender Entfernung von der Baugrube hergestellt werden, sodass eine Verschiebung derselben nicht eintreten kann. Ferner müssen für die Fronten der Bauwerke Maasslatten aus behobelten Latten gefertigt werden, auf denen mit grösster Genauigkeit alle Hauptteile, als Thüren, Fenster, Pfeiler, Scheidewände u. s. w., zu verzeichnen sind, und nach denen die Anlegung zu beschaffen ist. Man soll nicht dulden, dass solches mittelst Abmessung mit dem Massstabe geschieht, weil dabei sehr oft Unrichtigkeiten und Versehen vorkommen, wodurch grosses Unheil angerichtet wird. Für die Hochmasse ist eine Hochmaasslatte und für die Mauerstärken ein Stichmaass aus einem Brettstücke zu fertigen.

Das Vermauern der Steine wird in der Art ausgeführt, dass an der Stelle, an welcher ein Stein vermauert werden soll, eine Mörtelschicht, das Mörtelbett, mittelst der Mauerkelle ausgebreitet, auf dieses Mörtelbett der zu vermauernde Stein gelegt, seitlich zurecht geschoben und so viel niedergedrückt wird, um auch seine richtige Höhenlage zu erhalten. Der überschüssige Mörtel wird dabei fortgedrängt und der nach aussen herausgedrängte Teil mittelst der Kelle aufgefangen.

Beim Vermauern der Mauerziegel und ähnlich kleiner Steine handhabt der Maurer mit der rechten Hand die Kelle und mit der linken Hand den zu vermauernden Stein, er legt diesen auf das bereitete Mörtelbett, und schiebt und drückt ihn nach der ausgespannten Schnur so, dass er seine richtige Lage erhält. Grössere Steine müssen mittelst beider Hände gehandhabt und mit Hülfe des Hammers in die richtige Lage gebracht werden.

In betreff der Stossfugen wird beim Vermauern von Ziegeln u. s. w. gewöhnlich so verfahren, dass man an die vordere Kante der Stossfläche, welche gegen den bereits liegenden, benachbarten Stein kommt, mit der Mauerkelle etwas Mörtel streicht, sodass die Stossfuge nach vorn ausgefüllt wird. Nachdem in solcher Weise bei stärkeren Mauern die vordere und die hintere Steinreihe vermauert sind, werden sodann zwischen diesen, also im Innern der Mauer, die Steine in Mörtel gelegt. Um nun die Stossfugen völlig auszufüllen, wird Mörtel auf die Oberfläche der in der Ausführung begriffenen Schicht gebracht und dieser unter Zuspritzen von Wasser mittelst des Wasserquastes, so weit verdünnt, dass er in die Stossfugen eindringt und dieselben ausfüllt. Bei diesem Verfahren, das Vergiessen genannt, muss aber darauf gehalten werden, dass nicht zu viel Wasser zugesetzt werde, weil sonst eine zu starke Verdünnung des

Mörtels stattfindet, so, dass die Mörtelmilch nach aussen herausfliesst und die Mauerflächen verunreinigt, auch nach dem Verziehen des Wassers in den Fugen Höhlungen entstehen, die beim Aufgeben des folgenden Mörtelbettes nicht völlig ausgefüllt werden. Es darf daher nicht geduldet werden, dass das Wasser mittelst Eimer aufgegossen werde, wie solches zuweilen missbräuchlich geschieht.

Ein anderes Verfahren beim Vermauern von Ziegeln besteht darin, dass man ein reichlich starkes Mörtelbett aufbringt und sodann mit dem zu vermauernden Steine einen Teil des Mörtels gegen den benachbarten Stein schiebt, sodass die Stossfuge ganz mit Mörtel ausgefüllt wird. Dieses Verfahren, das Vermauern in vollen Mörtel genannt, ist insofern das bessere, als dadurch die Stossfugen ganz oder doch grösstenteils mit steifem Mörtel ausgefüllt werden, indes ist dasselbe schwieriger und daher weniger im Gebrauche.

Bei Gebäudemauern ist in neuerer Zeit vielfach von dem Vermauern in vollen Mörtel sowie auch von dem Vergiessen der Fugen Abstand genommen, einesteils um mit der Arbeit rascher fertig zu werden, anderenteils um das raschere Austrocknen der Mauern zu erlangen und auch um an Mörtel zu sparen, da bei diesem Verfahren viele Höhlungen in den Fugen entstehen. Für gewöhnliche, nicht stark belastete Mauern ist das wohl zulässig, aber nicht für stark belastete Mauern, da durch dieses Verfahren die Festigkeit erheblich beeinträchtigt wird.

§ 14. Reinigen der Steine und Annässen derselben.

Bei Anwendung derjenigen Mörtelarten (Kalkmörtel, Cementmörtel, hydraulischer Mörtel und Gipsmörtel), welche mit den Steinen eine innige Verbindung eingehen, daran binden, ist es geboten die Steine vor dem Vermauern bezw. Versetzen sorgfältig von Schmutz und Staub zu reinigen und sie sodann mit Wasser genügend anzunässen, sodass sie dem Mörtel nicht zu viel Wasser entziehen, weil zu dem Bindeprozesse ein gewisses Maass von Wasser durchaus nötig ist. Entziehen die Steine dem Mörtel zu viel Wasser, so kann der Bindeprozess nicht eintreten, und es entsteht dann keine innige Verkittung zwischen Mörtel und Steinen, sondern es bildet der Mörtel dann nur ein mechanisches Zwischenmittel.

Um daher ein inniges Binden des Mörtels an den Steinen zu erreichen, was in manchen Fällen, z. B. bei schwachen

Digitized by Google

Pfeilern, bei Wölbungen u. s. w., besonders wichtig ist, taucht man die porösen Steine, insbesondere Mauerziegel, in Wasser, sodass sich die Poren genügend mit Wasser anfüllen. Bei Ausführung gewöhnlicher Mauern pflegt man indes die Steine nur zu begiessen oder mittelst einer Spritze zu nässen, weil das Eintauchen der Steine in Wasser weitläufiger und kostspieliger ist. Ebenso verfährt man bei dem Vermauern poröser natürlicher Steine (Sandsteine u. s. w), da das Eintauchen zu beschwerlich sein würde.

Dichte Gesteine, Granit, Syenit, dichter Kalkstein u. s. w., bedürfen nur eine ganz mässige Annässung, weil diese Steine dem Mörtel Wasser gar nicht oder doch nicht in erheblichem Maasse entziehen. Durch starkes Annässen würde der Mörtel zu stark verdünnt werden, sodass die Steine in der umgebenden allzuweichen Mörtelmasse keine feste sichere Lage erlangen. Man nennt diesen Zustand das Schwimmen der Steine, infolgedessen leicht eine Verschiebung der vermauerten Steine eintritt. Um diesen Übelstand zu verhüten, muss man einen möglichst steifen Mörtel verwenden und eine starke Annässung unterlassen. Auch infolge von stärkerem Regen tritt, insbesondere bei Mauern aus dichtem Gesteine, oftmals eine zu starke Aufweichung des Mörtels, und damit das Schwimmen der Steine ein, und ferner wird dadurch oftmals das Herausfliessen des Mörtels aus den Fugen veranlasst, wodurch einesteils die Mörtelmasse zwischen den Fugen in nachteiliger Weise vermindert und anderenteils eine Verunreinigung der Aussenseiten der Steine durch die an denselben herabgeflossene Mörtelmilch veranlasst wird. Daher muss man die Mauern aus dichtem Gesteine bei stärkerem Regen bedecken.

Bei Verwendung von Lehmmörtel ist das Annässen der Steine nicht nötig, da der Lehm an den Steinen nicht bindet. Deshalb schadet es nicht, wenn die Steine dem Lehme Wasser entziehen, es ist das vielmehr günstig, weil dann kein so starkes Setzen des in Lehmmörtel aufgeführten Mauerwerks eintritt. Dieserhalb empfiehlt sich auch, den Lehm möglichst steif zu verwenden.

§ 15. Verwendung von frischem Mörtel, Störung des Bindeprozesses und Feuchthalten des Mauerwerks.

Der Mörtel muss möglichst frisch verwandt werden. Der Kalkmörtel wird durch die Luft und besonders durch Sonnenschein stark ausgetrocknet; derselbe zieht auch aus der

Digitized by Google

Luft Kohlensäure an; der Kalkmörtel wird daher durch längeres Stehen an der Luft verschlechtert; man soll daher nicht allzu grosse Massen davon in Vorrat halten. Cement- und Gipsmörtel, welche sofort nach dem Anmachen binden, müssen stets unmittelbar vor der Verwendung und nur in so geringer Masse angemacht werden, welche vor Eintritt des Bindeprozesses zum Verbrauche gelangen kann. Ist ein grösseres Quantum angemacht, so muss der übrig bleibende Teil verloren gegeben werden, es ist durchaus unzulässig, den dabei eintretenden Bindeprozess mittelst Durcharbeiten zu stören, es wird dadurch der Mörtel gänzlich verdorben und daher unbrauchbar.

Der Bindeprozess zwischen Steinen und Mörtel tritt sofort nach dem Vermauern der Steine, insbesondere der porösen Steine (Ziegel u. s. w.) ein; daraus ergiebt sich die Notwendigkeit, den zu vermauernden Stein sogleich beim Verlegen in seine richtige Lage zu bringen; es darf daran dann nicht weiter geklopft, gerüttelt oder geschoben werden, weil hierdurch der bereits eingetretene Bindeprozess zerstört und nachher nicht wieder eintreten würde, sodass dann der Mörtel keine innige Verkittung der Steine bewirkte, sondern nur ein mechanisches Zwischenmittel bildete, wodurch die Festigkeit des Mauerwerks erheblich beeinträchtigt würde.

Allzurasches Austrocknen des Mauerwerks, durch Sonnenschein, starken Luftzug, Kokskörbe u. s. w. beeinträchtigt die normale Erhärtung des Kalkmörtels und Cementmörtels, weil zu dem Bindeprozesse dieser Mörtel ein gewisses Maass von Wasser durchaus nötig ist; man muss daher bei starkem Sonnenschein oder Luftzug das Mauerwerk dagegen schützen bezw. wiederholt anfeuchten.

§ 16. Zulässige Belastung des Mauerwerks.

Dieser Gegenstand, welcher für das Bauwesen von der allergrössten Wichtigkeit ist, soll erst später in Abschn. VII im Zusammenhange mit allen dabei in Betracht kommenden Momenten abgehandelt werden; hier sollen nur einige Bemerkungen vorläufig angeführt werden.

In betreff der Tragfähigkeit des Mauerwerks spielt eine ganz gewichtige Rolle: der Mörtel. Derselbe hat in der ersteren Zeit eine erheblich geringere Festigkeit als der Stein. Ganz besonders ist das beim Kalkmörtel der Fall; derselbe erlangt erst nach längeren Jahren eine höhere Festigkeit, in der ersteren Zeit ist er sehr nachgiebig. Erheblich

Digitized by Google

günstiger ist das Verhalten des Cementmörtels, aber auch dieser hat anfänglich einen geringeren Grad der Festigkeit als der Stein. Die angestellten Versuche haben nun ergeben, dass in der ersteren Zeit die Tragfähigkeit des Mauerwerks geringer ist als die Tragfähigkeit der Steine, aber doch grösser ist als die Tragfähigkeit des Mörtels für sich.

Bei Bauausführungen darf die Belastung des Mauerwerks nicht grösser sein, als die Tragfähigkeit desselben zur Zeit des Eintritts der Belastung es zulässt.

In jetziger Zeit verlangt man eine erheblich raschere Ausführung der Bauwerke, als sie in früherer Zeit stattgefunden hat. Man führt jetzt Gebäude von vier oder fünf Geschossen in zwei bis drei Monaten auf. Bei Gewölbeausführungen tritt die volle Belastung nach dem Entrüsten in noch viel kürzerer Zeit ein. Kirchtürme, hohe Kesselschornsteine und dergleichen hohe Bauwerke werden in wenigen Monaten aufgeführt. Es muss also die Stärkenbestimmung der Mauern vorgenommen werden nach demjenigen Grade der Tragfähigkeit, den das Mauerwerk in der kurzen Bauzeit erlangt hat. Geschieht das nicht, so ist grosses Unheil (Rissebildung oder wohl gar Einsturz) zu fürchten. Der höhere Grad der Festigkeit, den das Mauerwerk durch die fortschreitende Erhärtung des Mörtels erlangt, ist bei der Stärkenbestimmung nicht in Betracht zu ziehen.

Bei Ausführung von Mauerwerk in Kalkmörtel kommt man, dem Vorstehenden nach, in der Jetztzeit auf grössere Mauerstärken, als sie früher nötig gewesen sind; will man geringere Stärken annehmen, so muss man Cementmörtel, bezw. Cement-Kalkmörtel anwenden.

§ 17. Das Setzen des Mauerwerks infolge von Schwinden des Mörtels.

Durch das Austrocknen und das Zusammendrücken des Kalkmörtels sowie des Lehmmörtels tritt das Schwinden dieser Mörtelarten ein, d. h. die Verminderung ihres Rauminhaltes. Die anfängliche Stärke der Lagerfugen vermindert sich also und infolge deren tritt das Setzen des Mauerwrkes ein, d. h. die anfängliche Höhe desselben wird geringer.

Wie bereits vorstehend im § 4 S. 22 angegeben, beträgt bei einer in Kalkmörtel ausgeführten Ziegelmauer von 12 m Höhe mit 1 cm starken Lagerfugen das Setzen (die Höhenverminderung) durchschnittlich $^1/_{200}$ bis $^1/_{150}$ der Höhe; im unteren

Digitized by Google

Teile ist es infolge des stärkeren Druckes grösser als im obern Teile, es nimmt von oben nach unten allmählich zu. Danach beträgt das Setzen auf eine Ziegelschichte von 75 mm Höhe, also auf eine Kalkmörtelfuge von 10 mm Höhe im Durschnitt = 0,44 mm = $^1/_{23}$ der Mörteldicke.

Über das Maass des Schwindens des Lehmmörtels sind zur Zeit nähere Angaben noch nicht bekannt; die Erfahrung hat aber ergeben, dass dasselbe stärker ist als bei Kalkmörtel.

Aus dem Verhalten der vorgenannten Mörtelarten ergeben sich mehrere gewichtige Lehren. Zunächst ist hervorzuheben, dass durch das gleichmässige Setzen in den durchgehenden Schichten des Mauerwerkes eine Benachteiligung der Festigkeit desselben nicht stattfindet. Das ist der Fall, wenn die horizontale Mörtellage jeder Schichte des Mauerwerkes durchweg eine gleiche Stärke hat, wie solches bei Ziegelmauerwerk der Fall ist. Es ist aber als geboten zu erachten die möglichst gleichmässige Aufführung der im Verbande stehenden Mauerkörper. Denn wenn einzelne Teile derselben früher, andere Teile später aufgeführt werden, so haben die ersteren sich bereits gesetzt, wenn die letzteren im Verbande angeschlossen werden, und es tritt also unvermeidlich beim Setzen der letzteren eine Abtrennung von den ersteren ein, es entstehen Risse. Dadurch wird die Festigkeit beeinträchtigt, und bei äusseren Mauern dringt durch gegenschlagenden Regen Wasser in die Risse, durch dessen Gefrieren ein weiteres Auseinandertreiben bewirkt wird. Es ist also eine möglichst gleichmässige Aufführung aller im Verbande stehenden Mauern geboten.

Am vollkommensten würde das erreicht werden, wenn man bei den sämtlichen Mauern eines Gebäudes immer nur eine Mauerschichte in gleicher Horizontale herstellte. Diese Art der Herstellung ist aber mit so erheblichen Unzuträglichkeiten, Weiterungen und Mehrkosten verknüpft, dass davon Abstand genommen werden muss. Man müsste die sämtlichen Wände eines Gebäudes mit Maurern besetzen, woraus eine ungünstig grosse Zahl von Leuten, Geräten und Gerüsten sich ergeben würde; oder es müssten die an einer Mauerflucht angestellten Maurer, nachdem sie daselbst eine Mauerschichte hergestellt hätten, nach und nach zu den anderen Mauerfluchten übergehen, um auch dabei die in der Ausführung begriffene Mauerschichte herzustellen, was ein fortwährendes

Digitized by

Hin- und Herlaufen und Hin- und Hertransportieren der Geräte und Gerüste, also grosse Zeitverluste und erhebliche Mehrkosten, zur Folge hätte. Es ist daher die gleichmässige Durchführung je einer Mauerschicht durch die sämtlichen Gebäudemauern hindurch als unpraktisch, als nicht durchführbar zu erachten.

Wenn demnach von dieser Art der Ausführung Abstand genommen werden muss, so darf man sich doch nicht allzusehr davon entfernen. Es soll daher die Regel bilden, zur Zeit die einzelnen Mauerfluchten nur bis Rüstungshöhe, d. h. etwa 1,5 m aufzuführen, und darnach dann die übrigen Mauern des Gebäudes nach und nach zu derselben Höhe aufzumauern. Aber diesem Verfahren stellen sich zuweilen Hindernisse entgegen, und so wird bei den Bauausführungen öfter dagegen verstossen. Es werden öfter einzelne Mauern in voller Geschosshöhe aufgeführt und erst dann die anschliessenden Mauern nachgeholt, so dass nun schon ein grösserer Nachteil sich geltend macht.

Um diesen Übelstand zu mindern, überhaupt das Setzen möglichst zu beschränken, wird man darauf geführt, die Lagerfugen möglichst enge anzunehmen (scharf zu mauern). Dafür sprechen auch noch andere Gründe. Der Mörtel ist weniger widerstandsfähig als fester Stein, sowohl gegen Pressung, als auch gegen die zerstörenden Einwirkungen das gegenschlagenden Regens und des Frostes, wodurch eine starke Verwitterung veranlasst wird. Je mehr man die Stärke der Fugen beschränkt, desto mehr werden jene Übelstände vermindert. Ist der Preis des Mörtels grösser als der Preis der Steine, wie solches meistens mit Cementmörtel der Fall ist, so spricht auch dieser Umstand für möglichst enge Fugen. Bei Mauerwerk aus gewöhnlichen Ziegeln (sogen. Hintermauerungsziegeln) hat sich nun durch die Erfahrung eine Fugenstärke von 1 cm als nötig bezw. zweckmässig herausgestellt. Erheblich engere Fugen können dabei füglich nicht angenommen werden, einesteils wegen der Unebenheiten und Krümmungen der Steine, anderenteils wegen der gröberen Sandkörner im Mörtel. Wenn man feinen, durch ein feines Sieb gesiebten Sand zum Mörtel verwendete, so könnte man wohl engere Fugen annehmen, aber solch feiner Sand giebt ein schlechteren Mörtel als gröberer Sand.

Bei Verwendung von unregelmässigen Feldbrandziegeln muss man eine grössere Fugenstärke als 1 cm annehmen, und es ist alsdann das Setzen im Verhältnis der stärkeren Mörtellage in den Lagerfugen stärker, als vorstehend für 1 cm starke Fugen angegeben.

Über die bei Verblendziegeln, sowie bei Bruchsteinmauern und bei Quaderwerk in Anwendung kommenden Fugenstärken wird später das Weitere angegeben werden.

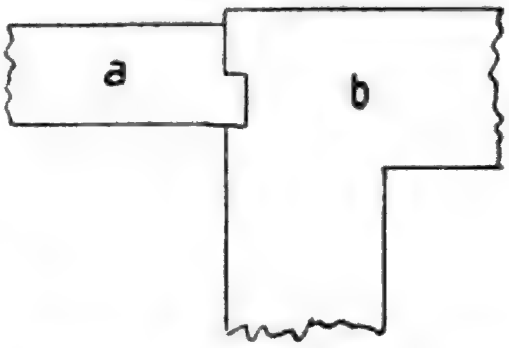
§ 18. Ungleichheit des Setzens bei Mauern von verschiedener Belastung.

Das Maass des Setzens der Mauerkörper ist unter der Einwirkung eines stärkern Druckes grösser als bei einem geringeren Drucke. Daraus folgt, dass das Setzen in dem unteren Teile, einer hohen Mauer mehr beträgt als in einer niedrigeren Mauer. Dieserhalb dürfen Mauern von erheblich verschiedener Höhe nicht im gewöhnlichen Steinverbande miteinander ausgeführt werden; es würde sonst an den Anschlussstellen das Abbrechen der verbandmässig eingreifenden Steine erfolgen. Man darf daher z. B. die Kirchenmauern nicht mit hohen Türmen, die Gebäudemauern nicht mit hohen Kessel-Schornsteinen u. s. w. in Verband setzen.

Solches verbietet sich aber auch noch deshalb, weil der Baugrund (mit Ausnahme von Felsen) unter den hohen, schwerer belasteten Mauern stärker zusammengedrückt wird und also eine stärkere Senkung veranlasst, als unter den niedrigeren Mauern.

Damit aber an den Anschlussstellen solcher Mauerkörper doch eine angemessene Verbindung hergestellt werde, lässt man, wie Abb. 11 (Grundriss), zeigt, die anschliessenden niedrigeren Mauern *a* in einen vertikalen Falz des höheren Mauerwerkes *b* eingreifen, so dass letzteres ungehindert sich senken kann, ohne zerstörend auf die anschliessenden Mauern *a* zu wirken.

Abb. 11.



Bei vielen alten Kirchbauten findet sich allerdings, dass die mit dem Turme in Verband gesetzten Kirchenmauern nicht abgerissen sind. Dieser Umstand erklärt sich aus zwei Gründen. Erstlich daraus, dass man früher viel langsamer gebaut hat als jetzt, sodass der Mörtel in dem unteren Teile des Turm-Mauerwerkes bereits genügend fest war, ehe die weitere Aufführung erfolgte, also ein weiteres Setzen infolge Schwinden des Mörtels nicht stattgefunden hat; und zweitens, dass man früher unter den Türmen erheblich breitere Fundamente her-

4*

Digitized by Google

gestellt hat, als es jetzt geschieht, sodass damals der Druck auf die Einheit der Turmfundamente nicht grösser war als der Druck auf die Fundamente der anschliessenden Kirchenmauern.

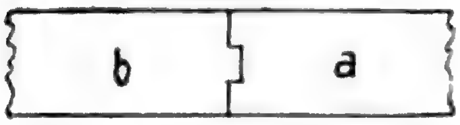
Es liegen aber auch bei alten Bauwerken ungünstige Erfahrungen vor; so z. B. bei dem Andreas-Kirchenturme in Hildesheim; derselbe war im Mittelalter bis zur Höhe des Kirchendaches aufgeführt und in diesem Zustande verblieben bis vor etwa 15 Jahren. Die in der Westfronte anschliessenden Kirchenmauern sind mit den Turmmauern im Verbande ausgeführt, und zwar beide aus Bruchsteinen mit Quaderverblendung. Eine Trennung beider Teile hatte nicht stattgefunden. Der Mörtel war völlig steinhart geworden, sodass also durch den vor etwa 15 Jahren ausgeführten Aufbau des Turmes ein Zusammendrücken des Mörtels unmöglich war. Es ist nun aber durch den Aufbau des Turmes eine Senkung desselben von 20 bis 25 cm eingetreten, also durch weiteres Nachgeben des aus Letten bestehenden Baugrundes, und infolge davon eine arge Zerstörung der verbandmässig anschliessenden Kirchenmauern veranlasst. Nachdem nach Verlauf mehrerer Jahre der Beharrungszustand eingetreten war, hat man die zerstörten Quader ausgewechselt.

Auch bei grossen Brücken, deren Widerlagsmauern durch grosse Gewölbe oder schweren eisernen Oberbau stark belastet sind, und den anschliessenden Flügelmauern hat in mehreren Fällen infolge der ungleichen Belastung eine ungleiche Senkung und Trennung stattgefunden, welche durch die vorerwähnten Umstände veranlasst ist.

§ 19. Anschluss neuer Mauern an alte.

Beim Anschliessen neuer Mauern an alte Mauern, wie solches bei Erweiterungsbauten, Umbauten u. s. w. vorkommt, ist es unstatthaft, das in Kalkmörtel oder Lehmmörtel ausgeführte neue Mauerwerk mit Verzahnung in das alte Mauerwerk eingreifen zu lassen, denn in dem ersteren tritt infolge Schwinden des Mörtels unzweifelhaft ein Setzen ein, während das alte Mauerwerk, in welchem der Mörtel bereits völlig erhärtet ist, unverändert bleibt; es würden also die in Verzahnung eingreifenden Steine abbrechen. Durch einen stumpfen Anschluss würde aber kein genügender Zusammenhang und keine Sicherung

Abb. 12.



Digitized by Google

gegen Verschiebung gewonnen werden, daher muss auch in diesem Falle eine Falzverbindung hergestellt werden, in der Art, wie es die Abb. 12 (Grundriss) zeigt, dass in das alte Mauerwerk *a* ein lotrechter Falz eingehauen wird, in welchen das neue Mauerwerk eingreift, sodass das letztere sich ungehindert setzen kann.

§ 20. Unzulässigkeit der Verwendung verschiedener Mörtel in Mauerkörpern, welche im Verbande stehen.

Diejenigen Mörtel, welche sich in betreff des Schwindens und Treibens verschieden verhalten, dürfen nicht nebeneinander in Mauerkörpern, welche im Verbande stehen, angewandt werden, weil daraus Unheil erwächst. Sonach ist es unstatthaft, in einer Mauer, wie Abb. 13 (Grundriss) zeigt, den äusseren Teil *a* in Cementmörtel, und den damit im Verbande stehenden inneren Teil *b* in Kalkmörtel auszuführen; denn der letztere schwindet um etwa $^{1}/_{23}$ seiner Höhe, während der Cementmörtel unverändert bleibt, wodurch eine Trennung beider Teile und das Abbrechen der eingreifenden Verzahnung eintritt. Ebenso ist es unzulässig die äussere Verblendung in Kalkmörtel und die Hintermauerung in Lehmmörtel auszuführen, wie solches aus Ersparungsrücksichten öfter geschehen ist, — aber mit sehr bösem Erfolge; mir sind mehrere, infolgedessen eingetretene Einstürze bezw. Verdrückungen und Ausbauchungen bekannt geworden. Diese letztere Art der Ausführung ist um so mehr verwerflich, weil das gegenschlagende Regenwasser durch den Kalkmörtel und durch poröse Steine hindurchdringt und den Lehm erweicht, sodass er um so stärker zusammengedrückt wird.

Abb. 13.

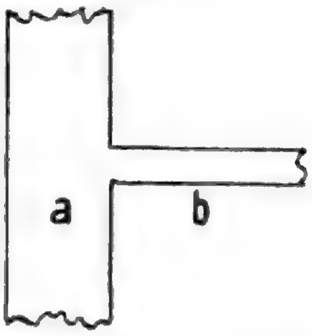


Abb. 14.

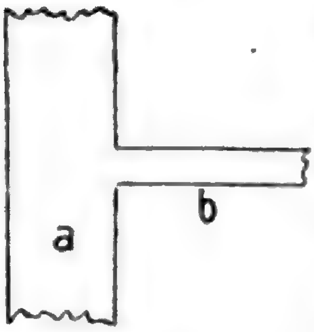
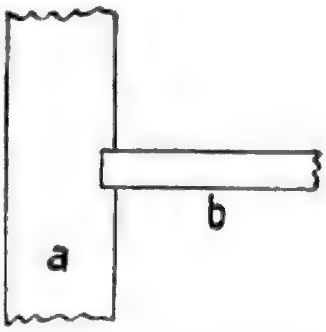


Abb. 15.



Ferner ist es unzulässig, die Umfassungsmauer eines Gebäudes *a* der Abb. 14 (Grundriss) in Kalkmörtel und die im Verbande anschliessenden Scheidewände *b* in Lehmmörtel auszuführen, weil auch in diesem Falle die verbandmässig eingreifenden Steine der Scheide-

wände, infolge des stärkeren Schwindens des Lehmmörtels, abbrechen würden. Man muss daher die Scheidewände *b* nach Ausweis der Abb. 15 (Grundriss) in einen vertikalen Falz der Umfangsmauer *a* eingreifen lassen.

Als warnender Fall möge hier auch der in hiesiger Gegend erfolgte Einsturz eines Fabrik-Schornsteins angeführt werden. Dieser Schornstein war 55,5 m hoch, unten, aussen 4,7 m im Quadrat, mit 1,32 m Wandstärke, also im Lichten 2,06 m im Quadrat; oben an der Ausmündung kreisförmig, aussen 2,45 m im Durchmesser, mit 0,56 m Wandstärke, also im Lichten 1,33 m im Durchmesser. Der Schornstein war bestimmt zur Ableitung von Rauch- und Chlorgasen. Erfahrungsmässig werden Kalkmörtel und auch Cementmörtel von den Chlorgasen binnen kurzer Zeit zerstört, und dieser Umstand hat darauf geführt, die Innenseite solcher Schornsteine mit einem in Lehmmörtel gemauerten Futter zu versehen; es ist deshalb in dem fragl. Falle der innere Teil der Wandung auf 29 cm Stärke in Lehmmörtel gemauert, während der äussere Teil in Kalkmörtel ausgeführt ist, und zwar beide Teile aus Mauerziegeln, miteinander im Verbande. Da nun der Lehmmörtel stärker schwindet als der Kalkmörtel, so hat ein gleichmässiges Setzen der beiden, im Verbande ausgeführten Teile nicht eintreten können. Das innere, 29 cm starke Futter hat sich stärker gesetzt, als der äussere Teil der Wandung, und deshalb hat sich die Last nicht gleichmässig auf beide Teile verteilt, sondern die ganze Last hat allein auf den äusseren Teil gewirkt. Das innere Futter hat, wegen des verbandmässigen Zusammenhanges mit dem äussern Kalkmörtel-Mauerwerke, sich nicht für sich ungehindert setzen können, sondern es hat sich an der inneren Seite des letzteren aufgehängt, und somit eine excentrische Druckwirkung auf das äussere Kalkmörtel-Mauerwerk ausgeübt. Die Ausführung des fragl. Schornsteins hat stattgefunden von Ende August bis 24. Dezember, und am 26. Dezember, also 2 Tage nach der Vollendung, bei ruhigem Wetter, ist der Einsturz erfolgt. Während der Ausführung ist erheblicher Frost nicht eingetreten, sodass dadurch ein Nachteil nicht herbeigeführt ist, aber andauerndes Regenwetter hat geherrscht, wodurch der Lehm in ungünstiger Weise aufgeweicht ist, sodass dieser dem starken Drucke nicht hat widerstehen können. Der fragl. Schornstein ist nicht umgekippt, sondern er ist in sich zusammengestürzt, da der Schuttkegel sich nahe am Fusse des

Schornsteines gebildet hatte. Die Untersuchung des Fundamentes hat dasselbe als völlig waagerecht und unversehrt erwiesen. Sonach ist der Einsturz entschieden auf die nachteilige Verbindung des Lehmmörtel-Futters mit dem äusseren Kalkmörtel-Mauerwerke zurückzuführen. Die Berechnung hat die Belastung des äusseren Kalkmörtel-Mauerwerkes unten, neben den Rauchöffnungen zu 8,8 kg/qcm ergeben, wenn dieselbe gleichmässig auf die Grundfläche gewirkt hätte; wie aber vorhin bereits angeführt, hat sich die Last des Futters an der inneren Seite des Kalkmörtel-Mauerwerkes aufgehängt, und also auf dieses excentrisch gewirkt, — dadurch ist die Druckwirkung auf das letztere vergrössert, diesem Drucke hat das noch sehr nasse Mauerwerk nicht widerstehen können.

§ 21. Anwendung verschiedener Mauerwerksarten bei Ausführung von Mauerkörpern.

Vielfach sind und werden auch jetzt noch bei Ausführungen von Mauerkörpern verschiedene Mauerwerksarten in Anwendung gebracht. Dadurch ist vielfach grosses Unheil entstanden und daher grosse Vorsicht geboten.

Eine sehr häufig angewandte Anordnung von Mauerkörpern besteht darin, dieselben an der Aussenseite mit Quadern zu verblenden und dahinter Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk herzustellen, wie Abb. 16 u. 17 zeigen. Das Quaderwerk gewährt ein schöneres, solideres Aussehen und hat wegen der geringeren Fugen grössere Dauerhaftigkeit als Bruchstein- und Ziegelmauerwerk, aber es ist ganz erheblich teuerer als die letzteren Mauerwerksarten. Aus diesem Grunde wird man darauf hingewiesen, das Quaderwerk nur zur äusseren Verblendung, und zwar in möglichst geringer Stärke, zu verwenden. Wollte man die Mauern durchweg in ihrer ganzen Stärke in Quadern ausführen, so würden dadurch ganz erhebliche Mehrkosten erwachsen; ausserdem sprechen aber in vielen Fällen auch noch andere gewichtige Gründe gegen volle Quadermauern, und zwar bei

Abb. 16.

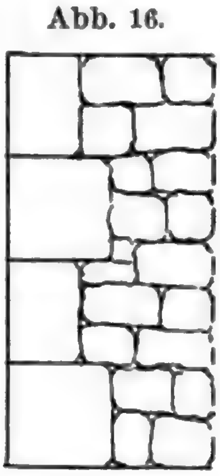
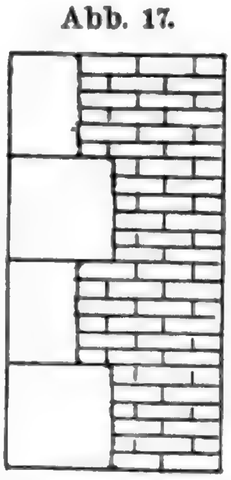


Abb. 17.



porösen Sandsteinquadern die Durchleitung der Nässe, bei dichten Gesteinen die mangelnde Luftdurchlässigkeit und das Schwitzen an der Innenseite. Diese Umstände empfehlen die Beschränkung des Quaderwerks und die Hintermauerung desselben mittelst Bruchsteinen bezw. Ziegeln. Aber man erhält dadurch zwei verschiedene, im Verbande stehende Mauerwerksarten in den Mauerwerkskörpern, welche sich in betreff des Setzens sehr verschieden verhalten. Betrachten wir z. B. eine Mauer von 12 m Höhe, mit Quaderverblendung in Schichten von 60 cm Höhe, und Ziegelhintermauerung, beide Teile in Kalkmörtel ausgeführt. Bei Quaderwerk werden meistens möglichst enge Fugen gewünscht; die Fugenstärke werde hier zu 3 mm angenommen. Für 12 m Höhe ergeben sich 20 Quaderschichten, die sämtlichen Lagerfugen derselben haben also $20 \cdot 3$ mm $=$ 6 cm Höhe. Die Ziegelhintermauerung hat im ganzen 160 Schichten, also beträgt die Höhe aller Lagerfugen derselben $160 \cdot 1$ cm $= 160$ cm, und also deren Schwinden $^{160}/_{23} = 7$ cm, während das Schwinden der Quaderverblendung nur $^{6}/_{23} =$ 0,26 cm beträgt, also nur $^{7}/_{0{,}26} = {}^{1}/_{27}$ vom Schwinden der Ziegelhintermauerung. Infolge dieser sehr grossen Ungleichheit treten grosse Übelstände ein; es erfolgt die Trennung der beiden Mauerwerksarten von einander, und ferner der Übelstand, dass die ganze Belastung des fraglichen Mauerkörpers grösstenteils auf die Quaderverblendung wirkt, da die erheblich stärker schwindende Ziegelhintermauerung sich an der Hinterseite der Quaderverblendung auf den durchgreifenden Bindern aufhängt, mithin excentrisch auf die Quaderverblendung wirkt, ähnlich wie solches vorhin im § 20 erörtert worden. Durch die starke Pressung des Quaderwerks werden die äusseren Kanten der Quader abgesprengt, wodurch das Aussehen erheblich verdorben wird, und wenn die Stärke der Quaderverblendung eine geringe ist, oder wenn die Binder nicht weit genug in die Hintermauerung hineingreifen, so baucht die Verblendung nach aussen hinaus; in die entstandene Trennungsfuge dringt Wasser hinein, durch dessen Gefrieren die Ausbauchung vergrössert und nicht selten der Absturz herbeigeführt wird.

Wenn die Hintermauerung nicht aus Ziegeln, sondern aus Bruchsteinen ausgeführt wird, so ist das Verhalten ebenfalls ähnlich, wie vorhin beschrieben; denn trotz sorgfältigster Verzwickung der Bruchsteine tritt dabei doch unvermeidlich ein starkes Setzen ein, jedenfalls erheblich stärker, als bei der Quaderverblendung.

Digitized by

Wird der äussere Teil von Mauerkörpern aus Bruchsteinen und die Hintermauerung aus Ziegeln ausgeführt, so treten auch dabei, infolge des ungleichen Setzens, die vorbesprochenen Übelstände mehr oder weniger ein.

Ebenso ist das der Fall, wenn bei Ziegelmauern die äussere Verblendung aus Verblendziegeln mit erheblich geringeren Fugen als die Fugen der Hintermauerung ausgeführt wird.

Aber noch viel grösser stellen sich die Übelstände heraus, wenn das Innere der Mauerkörper nicht aus regelrechtem Mauerwerk, sondern aus sog. Füllwerk hergestellt wird. Die Ausführung des Füllwerks geschieht in der Weise, dass man zwischen der äusseren und der inneren Verblendung der Mauerkörper Lagen von Mörtel ausbreitet und in diese Mörtelmassen Steinbrocken (sog. Schrotten) hineinschüttet; oder auch so, dass man zuerst Lagen von Steinbrocken hineinschüttet, und sodann darauf, zur Ausfüllung der Zwischenräume dünnflüssigen Kalkmörtel aufgiesst. Dieses Füllwerk enthält eine erheblich grössere Masse von Mörtel als regelrecht ausgeführtes Mauerwerk, und ganz bedeutend mehr als Quaderwerk; infolge davon ist das Schwinden, also auch das Setzen des Füllwerkes, ganz erheblich grösser als das Schwinden der beiderseitigen Verblendung und demnach auch das daraus folgende Unheil viel grösser als bei den vorbesprochenen Mauerwerksarten. Es ist durch das Füllwerk in alter, wie auch in neuerer Zeit so viel Unheil herbeigeführt, dass man nach diesen traurigen Erfahrungen diese Art der Ausführung ganz entschieden verwerfen muss. Es sollen hier nur einige warnende Beispiele angeführt werden.

Bei dem im 13. Jahrhundert ausgeführten mittleren Domturme in Hildesheim war in dem oberen Teile, in dem Füllwerke, nach und nach, eine so grosse Klüftung entstanden, dass man in dieselben hineinsteigen konnte; durch die Schallöffnungen drang das Regenwasser hinein, durch dessen Gefrieren sich in jedem Winter die Klüftung vergrösserte. Der Zustand war in den dreissiger Jahren so bedenklich geworden, dass das Läuten der grossen Glocken eingestellt werden und man den Abbruch als unvermeidlich beschliessen musste.

Bei den Mauern der im Mittelalter ausgeführten Marktkirche und des Rathauses zu Hannover, deren äussere und innere Verblendung aus Ziegeln, das Innere aber aus Füllwerk hergestellt ist, haben sich auch Trennungen und Ausbauchungen

Digitized by Google

eingestellt, indess in mässigem Grade; das ist daraus zu erklären, dass man in alter Zeit sehr langsam gebaut hat, wodurch die fraglichen Übelstände erheblich vermindert werden, und dass man damals erheblich grössere Mauerstärken, als gegenwärtig geschieht, anwandte.

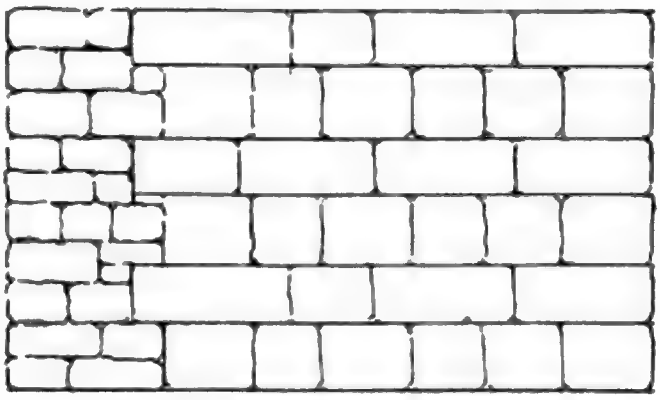
Die 3 m starken Mauern der Peterskirche in Rom haben aussen Quaderverblendung, nach innen Ziegelverblendung mit Stuck und im Innern Füllwerk. An denselben sind sehr erhebliche Zerstörungen (Risse, Sprünge, Abplatzungen, Ausweichen der Quader etc.) eingetreten; die zerstörten Quader hat man herausbrechen und durch neue Quader ersetzen müssen.

An den Pfeilern des Eisenbahn-Viadukts bei Guntershausen, unweit Cassel, welche nach aussen mit Quaderverblendung versehen sind, im Innern aber aus wenig sorgfältig hergestelltem Bruchsteinmauerwerke mit viel Kalkmörtel bestehen, sind infolge des ungleichen Schwindens sehr grosse Zerstörungen der Quaderverblendung eingetreten, Zerplatzen und Ausweichen der Quader, sodass erhebliche Wiederherstellungsarbeiten haben ausgeführt werden müssen.

Auch die zuerst hergestellten beiden Türme der evang. Garnisonkirche zu Hannover, von denen der rechtsseitige eingestürzt ist und der linksseitige hat abgebrochen werden müssen, bilden ein warnendes Beispiel. Der Bau derselben, oberhalb des Sockels hat im April 1892 begonnen, ist Anfang November 1892 bis zur Höhe von 16,7 m gelangt, hat bis Frühling 1893 geruht und war am 25. Juli 1893 bis zur Höhe von 34,2 m gekommen, so dass an der ganzen Höhe des Mauerwerks, von 40,6 m, nur noch 6,4 m fehlten. An diesem Tage, früh, vor Beginn der Arbeitszeit erfolgte der Einsturz des rechtsseitigen Turms. Das Mauerwerk des linksseitigen ganz gleichen Turms zeigte so erhebliche Schäden (Risse, Zerklüftungen, Ausweichungen der äusseren Verblendung etc.), dass dessen Abbruch erfolgen musste, wobei die Ausführungsweise des Mauerwerkes sicher sich ergeben hat. Jeder Turm ist aussen, oberhalb Sockel, 8,0 m im Quadrat gross, im Erdgeschosse sind alle vier Seiten durch Öffnungen durchgebrochen, so dass vier getrennte, nahezu gleich grosse Pfeiler entstanden sind, wovon jeder in der Richtung der Vorderseite = 2,8 m und rechtwinklig dagegen 2,9 m hält. In betreff der Ausführung des Mauerwerkes war in den Verträgen mit dem Steinlieferanten, und mit dem Maurermeister folgendes bestimmt. Das Mauer-

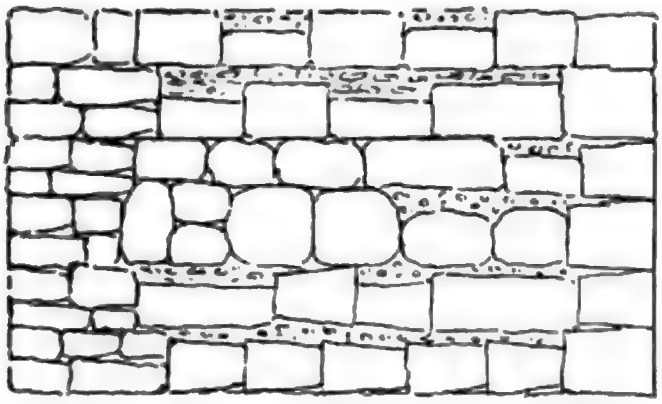
werk soll aus bossierten Sandsteinquadern, mit einer äusseren Kalksteinverkleidung in Kalkmörtel hergestellt werden. Die bossierten Sandsteinquader sollen 25 oder 30 cm hoch sein und so verwandt werden, dass in jeder Schicht gleich hohe Quader verlegt werden. Die Länge und Breite kann verschieden sein, jedoch nicht über 70 cm Länge und 40 cm Breite. Die Lagerflächen sind besonders sorgfältig zu bearbeiten, so dass durchweg nur eine Fugenstärke von 1 cm vorkommt; das Auszwicken oder Ausschiefern ist verboten. Die äussere Bruchsteinverblendung soll durchschnittlich etwa 60 cm stark sein, die Schichthöhe derselben mindestens 15 cm, und jede Schicht durchlaufend in gleicher Höhe. Die Bruchsteine sind von Seiten des Maurermeisters hammerrecht zu behauen. Läufer und Binder müssen gehörig abwechseln und alle Stossfugen sich mindestens 15 cm überbinden. Die Abb. 18 zeigt im Profile die vorgeschriebene Ausführungsweise.

Abb. 18.



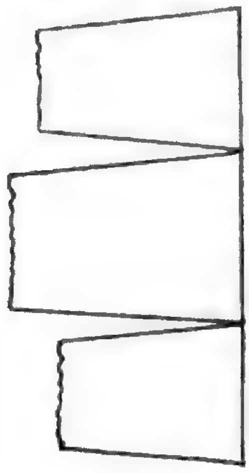
In dieser Weise ist nun aber die Ausführung nicht erfolgt. Nach den Angaben der beeidigten Zeugen in dem gerichtlichen Strafprozesse hat sich, wie Abb. 19 zeigt, folgendes ergeben. Die bossierten Sandsteinquader sind nicht mit parallelen Lagerflächen versehen, sondern stark unterm rechten Winkel bearbeitet, so dass keilförmige Fugen, wie Abb. 20, in grösserem Massstabe zeigt, nach hinten zum Teil „faustgross“ (also etwa 6 bis 8 cm stark) entstanden sind. Diese grossen Fugen sind nicht ordnungsmässig verzwickt worden, sondern grösstenteils mit Kalkmörtel ausgefüllt. Da der Kalkmörtel stark schwindet, so hatten die übereinander liegenden Steine also keine gleichmässige Tragfähigkeit. An der inneren

Abb. 19.



Seite der Mauer lagen die Sandsteinquader grossenteils unmittelbar auf einander, also ohne Mörtellage, so dass demnach daselbst überhaupt keine Senkung eintreten konnte. Die Steine der äusseren Kalksteinverblendung hatten ebenfalls keine parallele Lagerflächen, die Lagerfugen waren daher auch keilförmig. Der Verband im Mauerwerke war sehr mangelhaft, es fehlte die genügende Anzahl von Bindern. Die Sandsteinquader waren zum grossen Teil nur als Läufer verwandt; bei dem abgebrochenen Turme hat sich an der Innenseite ein Stück gefunden, welches auf 5 m Höhe gar keinen Binder hatte, also eine, nur aus Läufern bestehende Wand bildete, welche mit dem inneren Mauerwerke keinen Verband hatte, denn die nur um einige Centimeter verschiedene Breite der übereinander liegenden Quader bot keinen wirksamen Verband. Auch der Verband der äusseren Kalksteinverblendung mit dem inneren Mauerwerke war ungenügend. Ganz besonders mangelhaft hat sich nun aber die Ausführung des inneren Mauerwerks, des Kernes, erwiesen, und zwar ganz besonders in den 4 Pfeilern des Erdgeschosses. Die Belastung daselbst ist am grössesten, und deshalb war hier die grösste Sorgfalt geboten. Die Ausführung zeigte sich hier aber viel schlechter als im oberen Teile des abgebrochenen Thurmes. Die im Kerne verwandten Sandsteinquader hatten nicht, wie es vorgeschrieben war, gleiche Höhe, sondern es waren Steine von sehr verschiedenen Höhen nebeneinander verwandt; die Höhenunterschiede, oft 12 cm betragend, waren durch Mörtelmassen mit Steinschrotten ausgefüllt (also sog. Füllwerk hergestellt). In der einen 30 cm hohen Schichte des äusseren Eckpfeilers waren überhaupt keine Sandsteinquader verwandt, sondern es fanden sich daselbst unregelmässige Kalkbruchsteine mit grosser Mörtelmasse. Der Verband im Innern war völlig ungenügend. Ferner fanden sich Hohlstellen und viele Mörtelnester. Die Zwischenräume zwischen Sandsteinen und Kalksteinen waren nicht regelrecht ausgemauert, sondern nur oberflächlich mit Mörtel ausgefüllt oder mit Schrotten ausgeschlagen. Ferner hat sich gezeigt, dass der Mörtel an den Steinen nicht genügend gebunden hatte, was auf ungenügende Annässung der Steine schliessen lässt. Die Kalksteine waren zum Teil mit Thonlagen, bis zu 8 mm Dicke behaftet, wodurch die Verbindung der Steine mit dem Mörtel verhindert

Abb. 20.



wurde. Der Kalkmörtel war im Innern der Mauern des abgebrochenen Turmes noch weich, so dass er sich ballen liess. — Das Sockelmauerwerk hat sich als völlig unbeschädigt erwiesen, woraus folgt, dass die Bewegung erst oberhalb Sockel stattgefunden hat.

Aus dem, durch die gerichtlich vernommenen, vereidigten Zeugen festgestellten Thatbestande ergiebt sich, dass das fragliche Turmmauerwerk in hohem Grade fehlerhaft und regelwidrig ausgeführt war. Die verwandte Mörtelmasse ist viel zu gross gewesen, besonders in dem Kernmauerwerke; die übermässig starken Mörtellagen in demselben haben sich viel stärker gesetzt als das Verblendmauerwerk, infolge davon ist die Last auf die äusseren Teile vereinigt, Überlastung eingetreten und dadurch die Zerstörung herbeigeführt. — Der rechtsseitige, eingestürzte Turm ist nicht umgekippt, sondern er ist in sich zusammengestürzt. An dem linksseitigen Turme zeigten sich viele Risse, Verdrückungen und Zerklüftungen und die äussere Kalksteinverblendung, besonders des freistehenden Eckpfeilers im Erdgeschosse war in höchst gefahrdrohender Weise zerstört, die grösseren Kalksteine waren in grosser Zahl gebrochen und verdrückt, und die Verblendung war nach aussen hinaus gewichen, ein Beweis also, dass eine sehr starke Überlastung eingetreten und der baldige Einsturz zu befürchten war.

Die Belastung der Eckpfeiler über dem Sockel hat zur Zeit des Einsturzes, also nachdem das untere Mauerwerk 16½ Monate alt geworden war, betragen = 8,58 kg/qcm, und würde nach ganzer Vollendung 9,27 kg/qcm betragen haben. Diese Belastung ist nicht zu gross für ein derartiges Mauerwerk, wie es vertragsmässig hergestellt werden sollte, aber sie ist zu gross für das fehlerhaft ausgeführte Mauerwerk.

Einige der zugezogenen Sachverständigen haben ihre Ansicht dahin ausgesprochen, die Ursache der Zerstörung sei einesteils darin zu befinden, dass das gemischte Mauerwerk (Sandsteine und Kalksteine von verschiedener Dicke) in Kalkmörtel ausgeführt sei, es hätte Cementmörtel angewandt werden müssen, — und andernteils darin, dass die Portal-Überwölbungen eine nachteilige Schubwirkung geäussert hätten, dieselbe hätte durch Verankerung aufgehoben werden müssen. Dass durch das ungleiche Schwinden des Kalkmörtels in gemischtem Mauerwerke grosse Nachteile herbeigeführt werden

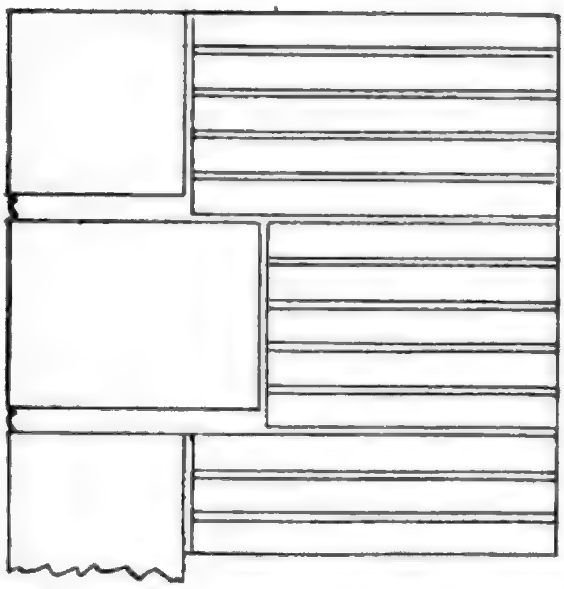
Digitized by Google

können, ist ja unbestreitbar und in den vorstehenden Darlegungen nachdrücklich von mir anerkannt. Unverkennbar wäre es auch in dem vorliegenden Falle besser gewesen, Cementmörtel bezw. Cement-Kalkmörtel in Anwendung zu bringen; es fragt sich hier aber: ob bei vorschriftsmässiger Ausführung des Mauerwerkes, durchweg mit parallelen Fugen von 1 cm Stärke, und bei der gestatteten längeren Bauzeit, durch den Kalkmörtel so grosse Nachteile anzunehmen waren, dass dessen Anwendung als unstatthaft erachtet werden musste? Diese Frage ist nach meiner Ansicht zu verneinen. Der Unterschied der Mörtellagen in den beiden Mauerteilen wäre bei vorschriftsmässiger Ausführung nicht so gross gewesen, dass bei mässig rascher Ausführung daraus ein erheblicher Nachteil entstehen konnte; das wird auch durch die Erfahrung bestätigt, da viele Bauwerke in ähnlicher Art ohne grössere Schädigung ausgeführt sind. — Ferner ist der Nachteil des Gewölbeschubes erheblich zu gross berechnet; die Belastung der Überwölbung ist zu gross angesetzt und dadurch also ein stärkerer Schub abgeleitet als er wirklich vorhanden ist. In Folge der hohen Übermauerung der Widerlager ist das Widerstandsmoment zehnmal so gross als das Schubmoment, also zehnfache Sicherheit vorhanden, deshalb eine eiserne Verankerung nicht erforderlich, zumal die Übermauerung über den Gewölben eine sehr kräftige Verankerung der Widerlager bildete. Die Resultante des Schubes und des Gewichtes des Widerlagers nebst Übermauerung schneidet die Sohle (Oberfläche des Sockels) in der geringen Entfernung von 9 cm von der Schwerlinie, sodass also die excentrische Wirkung nur sehr gering ist. Einige der Sachverständigen haben ein erheblich grösseres Mass der Excentricität, dadurch eine sehr erhebliche Vergrösserung der Spannung an der äusseren Kante der Widerlager herausgerechnet. Diese Berechnung ist aber nicht richtig, einesteils weil dabei die hohe Übermauerung der Widerlager ausser acht gelassen, andernteils weil dieselbe nach der Navierschen Elasticitätstheorie ausgeführt ist, deren Unzutreffenheit für Mauerwerk ich in meiner veröffentlichten Schrift „Die Lage der neutralen Schichte bei gebogenen Körpern und die Druckverteilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung; Hannover 1897“ nachgewiesen habe, worauf hier Bezug zu nehmen, ich mir erlaube. Darnach ist eine Vergrösserung des vorhin angegebenen, gleichmässig verteilten Druckes von 8,58 kg/qcm bezw. 9,27 kg/qcm überhaupt nicht vorhanden.

Zum Wiederaufbau der fraglichen Türme ist Cement-Kalkmörtel verwandt, und dieses Verfahren für gemischtes Mauerwerk, besonders bei grösserer Verschiedenheit der verbundenen Mauerwerksteile und für rasche Aufführung, entschieden ratsam.

Bei Mauerkörpern mit Quaderverblendung und Ziegel- oder Bruchsteinhintermauerung hat man auch noch eine andere Anordnung getroffen, um ein gleichmässiges Schwinden des Kalkmörtels in beiden verbundenen Arten zu erzielen, z. B. bei den Eisenbahn-Brücken und Viadukten in der Nähe von Warburg und Willebadessen, darin bestehend, dass man zwischen den Quaderlagen nahezu so starke Fugen herstellte, als die Summe der Fugen der Hintermauerung ausmacht, also z. B. bei Quaderschichten von 32,5 cm Höhe, Fugen von 5 cm Stärke, entsprechend den 5 Fugen der Ziegelhintermauerung, wie Abb. 21 zeigt. Aber dieses Verfahren ist unverkennbar wegen der starken Mörtellagen zwischen den Quadern nicht empfehlenswert. Erstlich ist das Versetzen der Quader auf so starken Mörtellagen sehr schwierig, und zweitens wird der zerstörenden Einwirkung des Wetters an der Aussenseite die breite Mörtelmasse ausgesetzt, sodass dabei unzweifelhaft eine sehr starke Verwitterung des Kalkmörtels stattfindet.

Abb. 21.



§ 22. Das Austrocknen der Mauern.

Die Feuchtigkeit der frischen Mauern verdunstet an den freien Seiten derselben durch die Einwirkung der umspielenden Luft; dadurch vermindert sich die Feuchtigkeit zunächst hauptsächlich in den äussern Teilen und es tritt infolgedessen daselbst das Schwinden des Kalkmörtels und damit das Setzen in stärkerem Masse ein, als im Innern der Mauern, auf welche die Luft weniger einwirken kann. Vermöge der Kapillarität teilt sich aber die Feuchtigkeit aus dem Inneren den bereits trockner gewordenen äusseren Teilen mit, führt diesen also wieder Nässe zu, während dadurch die Nässe im Innern sich

vermindert, sodass bei Mauern von der Stärke, wie sie bei den gewöhnlichen Wohngebäuden und ähnlich konstruierten Gebäuden vorkommen, erhebliche Nachteile durch das etwas ungleiche Setzen in den äusseren und inneren Teilen der Mauern sich nicht geltend machen. Anders aber ist das Verhalten bei Mauern grosser Stärke, wie sie z. B. bei hohen Türmen, hohen Futtermauern, starken Widerlagsmauern der Brücken und Viadukte u. s. w. vorkommen. Bei solchen in Kalkmörtel ausgeführten Mauern macht sich das ungleiche Setzen der äusseren und der inneren Teile in nachteiliger Weise geltend, dass, besonders unter starkem Drucke, Risse in den Mauern entstehen, und somit die Festigkeit in gefährlicher Weise beeinträchtigt wird. Es müssen daher geeignete Vorsichtsmassregeln getroffen werden. Durch Anwendung von Cementmörtel oder Cement-Kalkmörtel wird der beregte Übelstand verhindert, da diese Mörtel nicht schwinden. Diese Mörtel sind aber teurer als Kalkmörtel und daher nicht immer gestattet. Bei Kalkmörtel-Mauerwerk wird nun der beregte Übelstand dadurch gehoben, dass man hohle Mauern oder im Innern der Mauern Luftkanäle herstellt, sodass die Luft auch auf das Innere in erheblicherem Grade austrocknend einwirken kann.

Das Verputzen und Ausfugen der Mauern darf erst ausgeführt werden, nachdem sie trockener geworden sind; geschieht es früher, so wird das Austrocknen ganz erheblich verzögert und bei starken Mauern wohl ganz verhindert; es stellen sich dann die grossen Nachteile ein, welche durch feuchte Mauern veranlasst werden, als Abfaulen der Tapeten bezw. Zerstörung des Anstriches, ferner Zerstörung des mit den Mauern in Verbindung stehenden Holzwerkes (Balken, Fussböden, Stossbretter, Wandvertäfelungen, Thür- und Fensterbekleidungen); ferner Schwammbildung, Mauerfrass u. s. w. und Schädigung der Gesundheit. Treten diese Übelstände hervor, so muss der feuchte Putz von den Mauern vollständig abgeschlagen und das Austrocknen der Mauern abgewartet oder durch kräftige Feuerung bewirkt werden.

Das natürliche Austrocknen der Mauern erfordert längere Zeit, bei den gewöhnlichen Wohngebäuden und dergleichen, je nach der Jahreszeit und den Mauerstärken 3 bis 7 Monate. Früher galt für eine ordnungsmässige Bauausführung eines Wohngebäudes u. s. w. folgende Regel: Der Bau ist so zu betreiben, dass das Gebäude vor Eintritt der ungünstigen Herbstwitterung, also etwa bis Mitte Oktober, unter Dach kommt;

dasselbe bleibt im Rohbau bis zum Aufhören des Frostes, also etwa bis Mitte April, stehen, und erst dann beginnt der Ausbau und zwar zunächst die Ausfüllung der Balkengefache (Wellerung bezw. Einschub mit Lehmschlag), darnach die innere Verputzung, und erst nach deren Vollendung wird die äussere Verputzung bezw. die äussere Ausfugung hergestellt, sodass also die Luft lange Zeit auf die Aussenseite der Mauern austrocknend einwirken konnte. Von dieser guten alten Regel wird aber in neuerer Zeit vielfältig abgewichen. Der Rohbau wird häufig in wenigen Wochen aufgeführt, selbst in der Winterzeit, wenn der Frost nicht allzustark ist, und darnach wird sodann auch der Ausbau in grenzenloser Überhastung betrieben. In neueren Bauordnungen hat man nun zwar einen Damm dagegen gerichtet; in der neuen hannoverschen Bauordnung ist z. B. vorgeschrieben, dass nach der baupolizeilichen Abnahme des Rohbaues derselbe 8 Wochen ruhen muss, ehe der Ausbau beginnt, sodass wenigstens eine allzufrühe Verputzung der Mauern an den Innenseiten verhindert wird, aber diese Ruhezeit wird vielfach benutzt die äussere Verputzung herzustellen, sodass nun doch das Austrocknen der Mauern erheblich beschränkt wird.

Zur Beschleunigung der Bauausführung der Gebäude wird vielfach die künstliche Austrocknung der Wände und Decken angewandt. Man heizt die inneren Räume der Gebäude mittelst provisorischer Öfen oder man unterhält in denselben andauernd in eisernen Körben glühenden Koks oder glühende Meilerkohlen. Wenn diese künstliche Austrocknung hinreichend lange Zeit und in genügendem Masse betrieben wird, so hat das ja allerdings einen guten Erfolg. Aber es erwachsen daraus erhebliche Unkosten, und deshalb wird sie häufig nicht in ausreichender Weise ausgeführt. Um das Austrocknen der Mauern möglichst zu beschleunigen, stellt man die Feuerkörbe oder provisorischen Öfen möglichst nahe vor dieselben; dann bildet sich bald eine trockene Kruste und es scheinen die Mauern völlig trocken zu sein, sodass nun sogleich die Verputzung derselben ausgeführt wird. Die im Innern der Mauern noch enthaltene Nässe teilt sich nun aber der äusseren ausgetrockneten Kruste wieder mit, sodass nun der darauf gebrachte Putz ebenfalls andauernd feucht erhalten wird. Setzt man nun die Feuerkörbe wieder vor, so wird der Putz bald trocken und es scheint nun das Übel gehoben zu sein, aber bald nach Aufhören der Heizung tritt aufs neue die Feuchtigkeit von innen hervor. In diesem Falle bleibt nichts anderes übrig, als den Putz wieder abzuschlagen, die Fugen

Digitized by Google

auszukratzen und die Heizung aufs neue in Gang zu setzen, da die Erfahrung gelehrt hat, dass durch die Austrocknung des Putzes die Austrocknung der Mauern nicht zu bewirken ist.

Ist eine grosse Beschleunigung der Bauausführung geboten, so empfiehlt sich entschieden die Herstellung hohler Mauern und die Einführung warmer Luft auch in den Hohlraum derselben, um das Trocknen der Mauern auch von innen zu bewirken. Es ist übrigens zu beachten, dass die Austrocknung der Mauern nicht allzu schnell und nicht allzu stark beschafft werden darf; der Bindeprozess des Mörtels erfordert notwendig ein gewisses Maass von Wasser; ist das nicht vorhanden, so kann der Bindeprozess nicht in genügender Weise eintreten, der Mörtel bildet alsdann keine innige Verkittung mit den Steinen, sondern nur eine mürbe, mechanische Zwischenlage.

Bei den Bauten der Neuzeit treten infolge der fieberhaften Überhastung der Bauausführung Übelstände in wahrhaft erschreckendem Grade hervor, wodurch dann grosses Unheil, kostspielige Wiederherstellungen, langwierige Prozesse u. s. w. veranlasst werden. Nach diesen traurigen Erfahrungen muss es dem gewissenhaften Baumeister als unerlässliche Pflicht erscheinen, gegen die grauenhafte Überstürzung der Bauausführungen mit grösster Entschiedenheit anzukämpfen und die Bauherren unter wahrheitsgemässer Hervorhebung der dadurch entstehenden grossen Schäden davon abzuraten. Es soll hier nicht das Wort geredet werden der unberechtigten Verzögerung, dem bummelhaften Betriebe der Bauausführungen; es muss ja anerkannt werden, dass eine thunlichst rasche, regelrechte Ausführung wesentlich im Interesse des Bauherrn liegt, aber es soll auf Grund der bösen Erfahrungen entschieden hervorgehoben werden, dass durch die Überstürzung nicht nur kein Vorteil erreicht, sondern schliesslich nur grosser Verlust herbeigeführt wird.

Die heillose Überstürzung der Bauausführungen hat ausser den vorerwähnten Schädigungen ferner noch den grossen Nachteil, dass der Baumeister dadurch verhindert wird, die Ausarbeitung der Entwürfe und der Werkzeichnungen mit der nötigen Sorgfalt und der durchdringenden Liebe, bei dem besten Willen, auszuführen, welche zur Erreichung einer höhern künstlerischen Leistung erforderlich ist. Es tragen daher auch viele der neuern Bauten leider den Stempel der Flüchtigkeit und Unreifheit an sich.

Digitized by Google

Die künstliche Austrocknung muss bei solchem Mauerwerk, welches einem hohen Hitzegrade ausgesetzt wird, als das Mauerwerk der Hohöfen, der Schmelzöfen u. s. w., in ganz besonders starkem Maasse ausgeführt werden, ehe der Betrieb eröffnet wird; denn wenn noch Feuchtigkeit zurückgeblieben wäre, so würde solche in Dampf verwandelt und dadurch das Mauerwerk auseinander getrieben werden. Man muss daher darin ein vollständiges Netz von horizontalen und vertikalen Kanälen herstellen und, nachdem die Luft einigermassen austrocknend gewirkt hat, durch besondere Feuerungen, welche nach und nach verstärkt werden, deren Heizgase in das Kanalsystem so lange einführen, bis die völlige Austrocknung erreicht ist.

§ 23. Besonders grosse Beschleunigung der Bauausführungen.

Durch Anwendung aussergewöhnlicher Hülfsmittel ist man imstande, Bauten mit ganz bedeutender Beschleunigung in unglaublich kurzer Zeit zur Ausführung zu bringen, wie das mehrfach mit gutem Erfolge geschehen ist. Ich will nachstehend einige solcher Fälle anführen.

Im Jahre 1849 ist in Berlin das Gebäude der Abgeordneten am Dönhofsplatze, ein massiver Bau mit viel Eisenwerk im Innern, binnen der sehr kurzen Zeit von 7 Wochen, und zwar im Winter bei starker Kälte, zur Ausführung gebracht. Das ganze Gebäude wurde mit provisorischen Bretterwänden mit Fenstern umgeben und der ganze Raum mit provisorischen Pappdächern überdacht. Das Innere wurde mit Gasbeleuchtung versehen und durch eine grosse Zahl von Öfen so stark geheizt, dass die Maurer unausgesetzt arbeiten konnten. Die Arbeiter waren in Schichten geteilt, sodass ununterbrochen, Tag und Nacht, gearbeitet werden konnte. Die Arbeiten (gusseiserne Säulen und sonstiges Eisenwerk sowie Tischler- und Schlosserarbeiten u. s. w.) sind gleich bei Beginn des Baues in Auftrag gegeben, sodass dieselben sofort nach Aufführung der Mauern angebracht werden konnten. Um das Trocknen der Mauern möglichst zu beschleunigen, wurden dieselben hohl ausgeführt und die Öfen nahe davor aufgestellt, sodass die strahlende Wärme kräftig wirkte; es wurden aber auch die Feuerungsgase in den hohlen Zwischenraum eingeführt. So ist es erreicht, den Bau binnen der sehr kurzen Zeit von 7 Wochen fertig zu schaffen.

Im Jahre 1871 ist das provisorische Gebäude für den Reichstag in Berlin gleichfalls in der Zeit von 7 Wochen hergestellt.

In Wien ist das provisorische Reichsratgebäude, ein Fachwerkbau, ebenfalls in der kurzen Zeit von 2 Monaten ausgeführt.

Im Jahre 1860 habe ich in Hannover den Um- und Ausbau des vormaligen Landdrosteigebäudes an der Brandstrasse zur Kaserne für die Landgendarmerie in sehr beschleunigter Weise ausführen müssen. Es musste eine grössere Zahl neuer Wände und Decken hergestellt werden, und um das Trocknen zu beschleunigen, wurden in allen Räumen Öfen andauernd kräftig geheizt, sodass stetig eine Temperatur von 30 ^{0} C. vorhanden war; um darin sicher zu sein, war in jedem Raume ein Thermometer aufgehängt.

Bei dem im Jahre 1872 von mir ausgeführten Um- und Ausbau des früheren Ständehauses an der Osterstrasse zu Hannover zum Dienstgebäude des Landes-Direktoriums und zu einer Dienstwohnung des Landes-Direktors ist in gleicher Weise verfahren.

Auch sind bekanntlich eine grosse Zahl von Ausstellungs- und Festgebäuden binnen sehr kurzer Zeit unter Anwendung besonderer Hülfsmittel zur Ausführung gebracht.

Die Technik hat also allerdings Mittel, um Bauten in verhältnismässig sehr kurzer Zeit herzustellen, — aber diese Mittel sind sehr kostspielig, und schon deshalb muss von deren Anwendung bei den meisten Bauten Abstand genommen werden, ausserdem aber spricht dagegen der gewichtige Umstand, dass durch eine überstürzte Ausführung die Solidität, die Gediegenheit und die künstlerische Ausbildung erheblich leiden. Daher soll man nur in wirklich zwingenden Notfällen dieselbe in Anwendung bringen.

§ 24. Erzeugung von Kohlensäure in neuen Gebäuden.

Um den Übergang des Kalkhydrats in kohlensauren Kalk, und damit die Erhärtung des Kalkmörtels zu befördern, auch die Nachteile des Kalkhydrats auf die Gesundheit zu heben, ist es rätlich in neuen, rasch gebauten Gebäuden in den Räumen derselben Kohlensäure künstlich zu erzeugen. Wendet man nun behufs des Austrocknens Koks- oder Meilerkohlen-Feuerung in offenen Körben an, so wird dadurch ausser der Wärme zum Austrocknen auch zugleich Kohlensäure erzeugt.

Digitized by Google

§ 25. Prüfung der Trockenheit der Gebäuderäume.

Aus Gesundheitsrücksichten ist es empfehlenswert, in schnell ausgeführten Gebäuden eine Prüfung anzustellen, ob eine genügende Trockenheit der Räume vorhanden ist. Man stellt zu dem Zwecke trockene, stark hygroskopische Stoffe, z. B. Chlorcalcium, darin auf. Zeigt sich deren rasches Zerfliessen, so ist das der Beweis, dass die Luft der fraglichen Räume einen höheren Grad der Feuchtigkeit besitzt.

§ 26. Frostwirkung auf Mauerwerk.

Der Forst wirkt auf frisches Mauerwerk und auf frischen Putz, in denen noch ein grösseres Maass von Wasser enthalten ist, in hohem Grade zerstörend ein, indem durch den Frost das eingeschlossene Wasser in Eis verwandelt wird, durch dessen Ausdehnung die Mörtelteilchen, wie auch die damit verbundenen Steine auseinander getrieben werden. Es wird demnach durch den Frost der innige Zusammenhang der Mörtelmasse in sich und mit den verbundenen Steinen zerstört und dadurch die Festigkeit des Mauerwerks in erheblichem Grade beeinträchtigt, auch eine gefährliche Zerklüftung und Auflockerung des Mauerwerks bewirkt. Es ist sonach die alte gute Regel völlig gerechtfertigt, das Mauern im Freien im Frühjahr erst nach Aufhören des Frostes zu beginnen und dasselbe im Herbste so frühzeitig einzustellen, dass beim Eintritt des Frostes der Mörtel bereits sein Wasser in genügendem Maasse verloren hat. In diesem Zustande schadet der Frost nicht, er befördert vielmehr das Austrocknen (Ausfrieren) des Mauerwerks während der Winterzeit. Ist in Notfällen die Ausführung von Mauerwerk im Freien während der Winterzeit nicht zu vermeiden, so muss man warmes Wasser und heissen Mörtel oder Cementmörtel verwenden und nötigenfalls durch glühenden Koks Wärme erzeugen. Auf frischen Cementmörtel wirkt der Frost auch in hohem Grade zerstörend, aber nach dem Abbinden ist die nachteilige Einwirkung erheblich geringer. Kann man einen Mauerkörper im Herbst nicht vollenden, so muss man denselben abdecken mit Dachpappe oder mit einigen in Sand verlegten Steinschichten oder mit einer aufgegossenen Schicht Gipsmörtel u. s. w. Zeigen sich im Frühjahr dennoch die oberen Schichten durch Frost beschädigt, so müssen dieselben abgenommen werden.

Auf altes äusseres Mauerwerk wirkt der Frost in der Art zerstörend ein, dass die in die Steine und in den Mörtel durch den gegenschlagenden Regen eingedrungene Nässe

Digitized by Google

gefriert und durch die Ausdehnung des Eises die Zerstörung der Steine und des Mörtels bewirkt wird. Darin besteht hauptsächlich die sogen. Verwitterung, auch genannt „der Zahn der Zeit". Selbst die festesten Gesteine sind der Verwitterung unterworfen, in höherem Grade aber die weniger dauerhaften Steine und die Mörtelarten. Daraus ergiebt sich die Lehre: nach aussen nur genügend dauerhafte Steine zu verwenden und den Mörtel in den Fugen von der Aussenfläche etwas zurück treten zu lassen, damit er nicht zu sehr der Zerstörung ausgesetzt sei.

Im Anschluss an vorstehendes möge hier noch ein besonders interessanter Fall von der Frosteinwirkung auf Mauerwerk angeführt werden, der mir von einem Fachgenossen mitgeteilt ist. Vor mehreren Jahren ist in der Nähe von Dortmund bei einer Kohlenzeche ein etwa 73 m hoher Schornstein aus Feldbrandziegeln in Trassmörtel erbaut und zwar in später Jahreszeit. Durch lange anhaltenden starken Regen bei Westwind ist die Westseite desselben, insbesondere der noch weiche Mörtel, sehr stark angenässt und bei dem darnach eingetretenen Froste hat er sich stark nach Osten zu bogenförmig geneigt, sodass man den Einsturz befürchtet bezw. den Abbruch als notwendig erachtet hat. Im Frühjahr aber, nach eingetretenem Tauwetter ist er wieder gerade und lotrecht geworden und seitdem auch so verblieben. Offenbar hat durch das Gefrieren des an der Westseite eingedrungenen Wassers eine Ausdehnung stattgefunden, wodurch das bogenförmige Hinüberweichen veranlasst worden ist.

§ 27. Eisbildung an den Mauern nach Eintritt von Tauwetter.

Tritt nach stärkerem Froste Tauwetter ein, so zeigt sich an den Aussenseiten des Mauerwerks eine Kruste von Eis. Man nennt solches das Beschlagen der Mauern oder auch das Ausschlagen der Mauern, und hört wohl von Unkundigen die Ansicht aussprechen, dass diese Eiskruste aus dem Innern der Mauern herausgeschlagen sei. Das ist indes irrig. Beim Eintritt von Tauwetter ist die Temperatur der Luft eine höhere als die Temperatur der Mauer nach stärkerem Froste, und es enthält also die Luft infolge der eingetretenen höheren Temperatur ein grösseres Maass von Wassergas als während des Frostes. Sonach schlägt sich an den kälteren Mauerflächen Wasserdampf troffbar flüssig nieder (Schweiss), und dieser Nieder-

Digitized by Google

schlag kommt durch die Kälte des Mauerwerkes zum Gefrieren, wodurch eine Eiskruste entsteht.

§ 28. Schwitzen der Umfangsmauern der Gebäude an ihrer Innenseite.

Umfangsmauern der Gebäude aus wenig porösen Gesteinen schwitzen im Winter an ihrer Innenseite in der Art, wie sich an den Glasscheiben der Zimmerfenster Schweiss bildet, durch tropfbarflüssiges Niederschlagen von Wassergas an den kalten Körpern. Dadurch werden Tapeten und Anstrich beschädigt und der Putz angefeuchtet. Die Tapeten und deren Klebstoff, sowie auch der Leimfarbe- oder Ölanstrich schimmeln und faulen, wodurch die Luft in den Zimmern ungesund wird. Bei Mauern aus porösen Steinen, insbesondere bei Ziegelmauern zeigt sich dieser Übelstand nicht, und deshalb sind solche Mauern in gesundheitlicher Beziehung günstiger. Deshalb ist es ratsam, die dichten Gesteine nur nach aussen zu verwenden und dieselben nach innen mit Ziegeln zu hintermauern.

§ 29. Die Luftdurchlässigkeit der Mauern.

Für Wohngebäude, sowie überhaupt für alle Gebäude, in denen Menschen oder Tiere andauernd sich aufhalten, ist die Porosität, die Luftdurchlässigkeit (Permeabilität) der Mauern in gesundheitlicher Hinsicht von grosser Bedeutung. Es wird dadurch die Trockenheit der Mauern, sowie ein erheblicher Luftwechsel, die natürliche Ventilation erreicht. Durch wenig poröse Mauern dringt die Nässe, welche durch Regen, sowie durch sonstige Niederschläge den Mauern zugeführt wird, infolge der Kapillarität nach der Innenseite hindurch; die Mauern werden dadurch andauerd feucht erhalten, und Tapezierung, Anstrich, sowie das mit den Wänden in Verbindung stehende Holzwerk zerstört. Diese Übelstände treten bei Mauern, welche einen höheren Grad der Porosität haben und hinreichend stark sind, nicht hervor, da die eingedrungene Nässe durch die in den Poren enthaltene Luft zum Verdunsten gebracht wird und so bis zur Innenseite nicht durchdringen kann.

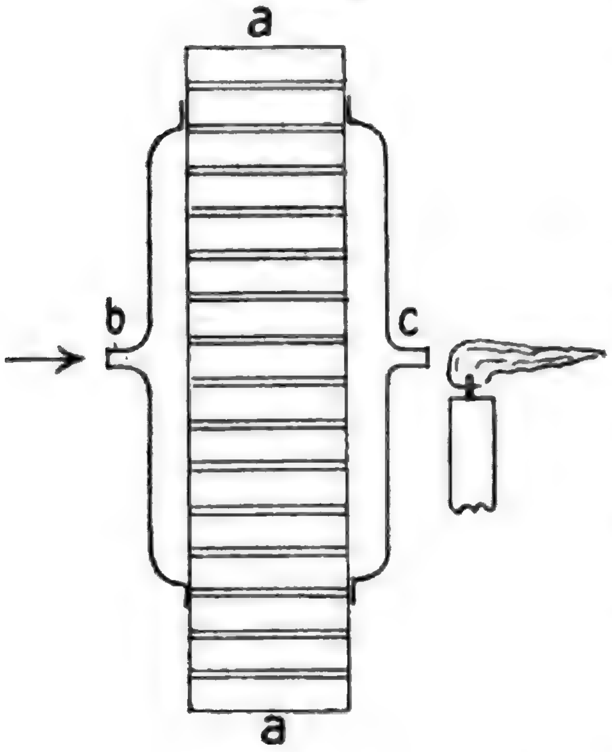
Poröse Mauern haben ferner vor dichten Mauern den Vorzug, dass sie im Winter der Abkühlung und im Sommer der Durchwärmung entgegen wirken, da die in den Poren enthaltene Luft ein schlechter Wärmeleiter ist.

Besonders Mauerziegel, aber auch poröse natürliche Steine, in Kalkmörtel vermauert, ergeben ein Mauerwerk, welches einen

hohen Grad der Luftdurchlässigkeit besitzt und daher die vorerwähnten günstigen Eigenschaften hat.

Die grosse Luftdurchlässigkeit von Ziegelmauern hat Pettenkofer durch einen interessanten Versuch nachgewiesen. Wie Abb. 22 im Profil angegeben, hat derselbe an beiden Seiten einer Ziegelmauer *a*, einander gegenüber, je ein Blechschild *b* und *c* angebracht, deren Ränder mittelst Wachs dicht an die Mauerflächen anschlossen. Jedes der beiden Schilder hatte in seiner Mitte ein Mundstück *b* und *c*. Wird nun in das Mundstück *b* Luft hineingeblasen, so strömt diese durch die Poren des Mauerwerks hindurch und strömt bei *c* wohl so kräftig heraus, dass ein vorgehaltenes Licht ausgeblasen wird.

Abb. 22.



Der Cementmörtel, sowie auch der Gipsmörtel und der Lehmmörtel besitzen einen viel geringeren Grad der Luftdurchlässigkeit als Kalkmörtel, der letztere ist daher für Wohngebäude u. s. w. günstiger als die anderen vorgenannten Mörtelarten.

Vorhin, im § 28, ist als rätlich angeführt die Umfassungsmauern derjenigen Gebäude, in denen Menschen und Tiere andauernd sich aufhalten, nicht durchweg aus dichten Gesteinen auszuführen, sondern eine Hintermauerung aus Ziegeln herzustellen, um das Schwitzen an der Innenseite zu verhindern. Die Ziegelhintermauerung ist nun auch in Rücksicht der Porosität empfehlenswert.

§ 30. Durchschlagen der Nässe durch dünne Mauern.

Die Erfahrung hat ergeben, dass durch Ziegelmauern, in Kalkmörtel ausgeführt, von 1 Stein (25 cm) Stärke an den Wetterseiten die Nässe, welche den Mauern durch den gegenschlagenden Regen zugeführt wird, durch dieselben hindurch dringt, sodass das Wasser an den Innenseiten herabfliesst. Bei freiliegenden Gebäuden schlägt die Nässe auch noch durch 1½ Stein (38 cm) starke Mauern hindurch und bei Gebäuden auf hohen Bergen

Digitized by Google

oder an den Meeresküsten sogar noch durch 2 Steine (51 cm) starke Mauern. Ist die Stärke grösser als vorstehend angegeben, so findet das Durchschlagen der Nässe nicht mehr statt, da die in den Poren der Steine und des Mörtels enthaltene Luft verdunstend auf die eingedrungene Nässe einwirkt und das weitere Fortschreiten verhindert. Zur Vermeidung jenes Übelstandes stellt man hohle Mauern her, bestehend aus getrennten, durch Binder miteinander verbundenen Wangen, mit einem hohlen Zwischenraume von etwa 7½ cm Weite. Oder man verputzt die Mauern an der Aussenseite mit Cementmörtel oder wendet eine Verkleidung von Dachziegeln oder dünnen Steinplatten oder Cementplatten oder Schieferplatten an.

§ 31. Schutz der Mauern gegen das Durchdringen von Wärme bezw. Kälte.

Bei Eis- und Bierkellern u. dergl. kommt es darauf an, das Eindringen von Wärme durch die Mauern thunlichst zu verhindern, und bei Lagerräumen von Wein u. s. w. kommt es darauf an, das Eindringen von Kälte zu verhüten, also den Temperaturwechsel möglichst zu beschränken. Zu dem Zwecke stellt man gleichfalls hohle Mauern her, meistens aber mit mehr als einer Hohlschicht. Die ruhige Luft ist einer der schlechtesten Wärmeleiter, darauf begründet sich die bezeichnete Anordnung.

§ 32. Durchdringen der Nässe durch Sandsteine.

Die meisten Sandsteinarten, wie auch noch manche andere Steinarten, haben die Eigenschaft, die durch gegenschlagenden oder aufschlagenden Regen ihnen zugeführte Nässe vermöge der Haarröhrchenanziehung (Kapillarität) fortzuleiten, sodass sie durch und durch nass werden und auch dem anschliessenden Mauerwerke Feuchtigkeit zuführen. Dadurch wird die Hintermauerung der äusseren Verblendquader völlig durchfeuchtet, woraus die grossen, wiederholt hervorgehobenen Nachteile folgen. Ferner wird das die Sandsteingesimse, Sohlbänke, Fenster- und Thüreinfassungen u. s. w. umgebende Mauerwerk sowie der anschliessende Putz auch äusserlich stark durchfeuchtet, wodurch nicht nur sehr widerwärtig aussehende Flecke an den Aussenseiten, sondern auch eine starke Verwitterung der durchfeuchteten Teile sich ergeben. Es ist daher dringend geboten, gegen diesen grossen Übelstand verhindernde Mittel in Anwendung zu bringen. Ein bewährt befundenes Mittel

besteht darin, alle Flächen der Sandsteinquader, welche mit Mauerwerk in Berührung kommen, also Unterlager, Oberlager und Hinterhaupt, mit Erdteer (Goudron) oder mit sogen. präparierten Teer vor dem Versetzen sorgsam zu überstreichen, um die Sandsteinquader dadurch gegen das anschliessende Mauerwerk zu isolieren, sodass also die Übertragung der Quader-Feuchtigkeit an das anschliessende Mauerwerk und an den anschliessenden Putz verhindert wird. Der präparierte Teer wird in der Weise hergestellt, dass man Harz (Kolophonium) schmilzt und so viel Teer zugiesst, dass der Anstrich hart wird, also nicht mehr schmiert.

Der Professor H. Chr. Nussbaum (s. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, Wochenausg. v. 6. Sept. 1899) empfiehlt anstatt des Goudronanstriches einen Mörtel, bereitet aus Weisskalk, Sand und Magermilch.

Man wendet auch verschiedene Anstriche der Aussenseiten der Sandsteinquader an, wodurch der Verschluss der äusseren Poren bewirkt und dadurch das Eindringen von Wasser verhindert werden soll. Aber die Erfahrung hat ergeben, dass durch solche Anstriche ein sicherer bezw. genügender Erfolg nicht erreicht wird, und daher ist entschieden ratsam, den vorerwähnten Goudronanstrich nicht zu unterlassen, auch wenn ein äusserer Anstrich in Anwendung gebracht wird. Als Anstriche werden angewandt: Wasserglas oder Testalin oder Tränken mit heissem Leinöl oder Ölfarbenanstrich. — Der letztere ist entschieden verwerflich, weil dadurch das schöne Aussehen des natürlichen Steines verloren geht, auch weil die Ölfarbe durchs Wetter bald zerstört wird. Der Anstrich mit heissem Leinöl verdirbt gleichfalls das schöne Aussehen der Quader, kann daher nur auf den Oberflächen der vortretenden Gesimse und der Fenstersohlbänke angewandt werden, hat aber auch nur kurze Dauer und muss daher oft erneuert werden. Zweckmässiger sind daher die Anstriche von Wasserglas oder von Testalin; dieselben verderben nicht das schöne Aussehen und sind dauerhafter als Öl. Die Anwendung dieser Anstriche ist für stark poröse Sandsteine besonders empfehlenswert, einesteils wegen Verhinderung bezw. Beschränkung des Wassereindringens, anderenteils weil dadurch das Eindringen des Staubes und Russes in die Poren der Steine, welches dieselben in so hohem Grade unansehnlich, schmutzig macht, verhindert oder doch erheblich beschränkt wird.

Digitized by Google

§ 33. Abhaltung der Feuchtigkeit von Mauern. Sicherung (Isolierung) der Mauern gegen Feuchtigkeit.

Die Fundament- und Grundmauern der Bauwerke werden durch das anschliessende Erdreich angefeuchtet. Diese Nässe, die sogen. Erdfeuchtigkeit oder Grundfeuchtigkeit, verbreitet sich infolge der Haarröhrchenanziehung in dem Mauerwerke und steigt bis zu einer gewissen Höhe in demselben hinauf, soweit nämlich, als das weitere Vordringen durch die verdunstende Einwirkung der umspielenden und durchspielenden Luft verhindert wird. Hiernach ist es erklärlich, dass in starken Mauern die Grundfeuchtigkeit höher hinauf steigt als in schwächeren Mauern, und dass sie in Mauern aus dichtem Gestein höher hinauf gelangt als in Mauern aus porösen Steinen. Die Nachteile, welche durch die andauernde Feuchterhaltung der Mauern veranlasst werden, sind so erheblich, dass es längst schon als notwendig erkannt ist, dagegen sicher verhindernde Mittel in Anwendung zu bringen, und es ist das im Bauwesen bereits als feste Regel anerkannt, sodass die Unterlassung als ein ganz grober Fehler erachtet wird. Ganz besonders gilt das für Gebäude, in denen Menschen oder Tiere andauernd sich aufhalten, und zwar aus Gesundheitsrücksichten. Aber auch für andere Bauwerke wird mit Recht die Abhaltung andauernder Feuchtigkeit von den Mauern als geboten erachtet, und zwar zur Verhütung der Nachteile, welche für das Mauerwerk selbst aus andauernder Feuchtigkeit erwachsen. Es wird hierdurch die Erhärtung des Kalkmörtels beeinträchtigt, der Mauerfrass hervorgerufen und die Zerstörung erheblich beschleunigt.

Um das Aufsteigen der Grundfeuchtigkeit zu verhindern, stellt man in den Mauern eine wasserdichte Schicht (Isolierschicht) her, d. h. eine Schicht, welche Nässe nicht durchlässt, sodass also das Mauerwerk oberhalb derselben trocken erhalten wird. Zuerst hat man dieselbe aus Glasscheiben hergestellt. Diese wurden dicht nebeneinander auf Mörtel verlegt und die Fugen je mit einem Glasstreifen überdeckt. Dabei sind aber infolge ungleichen Setzens des Mauerwerkes oftmals Brüche entstanden und durch die Risse ist dann doch die Feuchtigkeit hindurchgedrungen. Auch aus Rollblei hat man die wasserdichten Schichten gebildet, solche aber sind sehr teuer. Um die Mitte der 30er Jahre wurde dann der Löwitzsche schmelzbare Mastixcement (aus Harz, Schwefel u. s. w.

Digitized by Google

bestehend) angewandt, in welchem man eine oder auch zwei Steinschichten verlegte. Darnach sind die wasserdichten Schichten aus geschmolzenem Asphalt hergestellt, mittelst welchen man auf der abgeglichenen Mauerfläche eine Schicht von 5 bis 10 mm Dicke fertigt. Dieses Verfahren ist auch jetzt noch üblich, es werden aber in neuerer Zeit die wasserdichten Schichten vielfach aus Teerpappe oder Asphaltpappe hergestellt; in England auch aus hohlen Steingutziegeln in Cement vermauert.

Bei Gebäuden ohne Keller, sowie bei Einfriedigungsmauern wird die Trennschicht über dem Sockel, 30 bis 45 cm hoch über die Erdoberfläche gefertigt, sodass das aufspritzende Regenwasser, welches 30 bis 40 cm über Erdoberfläche die Mauern anfeuchtet, das trockengelegte Mauerwerk nicht mehr erreicht. Darnach wird das Sockelmauerwerk sowie auch das Fundamentmauerwerk durch die Grundfeuchtigkeit bezw. durch das gegenschlagende und aufspritzende Regenwasser angefeuchtet. Der Sockel wird also vom Wetter, besonders durch den Frost, stark angegriffen und muss daher dessen Verblendung aus wetterbeständigen Steinen (scharf gebrannte Mauerziegel oder besser noch durch dauerhafte Quader) hergestellt werden.

Bei Gebäuden mit Keller hat man die Abhaltung der Grundfeuchtigkeit in verschiedener Weise ausgeführt. Anfänglich wurde die Isolirschicht über dem Obersockel, in gleicher Höhe mit dem Fussboden des Erdgeschosses hergestellt. Diese Anordnung hat aber den Nachteil, dass das ganze Kellermauerwerk der Anfeuchtung durch die Grundfeuchtigkeit und die Erdfeuchtigkeit des gegenliegenden Erdreichs ausgesetzt ist, und ferner, dass diese Feuchtigkeit auch der Decke des Kellers sich mitteilt und zerstörend auf das anschliessende Holzwerk einwirkt. Man ist daher dazu übergegangen, die Trennschichte über dem 30—45 cm hohen Untersockel herzustellen. Dadurch wird der obere Teil der Kellermauer, sowie die Decke des Kellers trockengehalten, der untere Teil der Kellermauer aber bleibt feucht. Entschieden zweckmässiger ist es, die ganze Kellermauer gegen Feuchtigkeit zu sichern, um völlig trockene Kellerräume zu erlangen, und es ist das sogar unerlässlich, wenn ein Teil der Kellerräume zum Wohnen dienen soll. Zu dem Zwecke stellt man die Trennschicht zur Abhaltung der Grundfeuchtigkeit in gleicher Höhe mit dem Fussboden des Kellers her, oder besser noch 15 cm darunter, wenn ein Holzfussboden gelegt werden soll. In diesem Falle muss unter den Lager-

Digitized by

hölzern des Holzfussbodens eine wasserdichte Schicht aus Cementbeton mit Goudronüberstrich, oder besser aus Asphalt gefertigt werden. Man hat aber auch den Kellerfussboden vielfach aus Asphalt oder aus Holzstreifen in Asphalt verlegt, oder auch aus Cementbeton hergestellt. Ausserdem muss dann aber auch der untere Teil der Kellermauer gegen das anliegende Erdreich gesichert werden. Das geschieht in der Weise, dass man die Aussenfläche mit einer Asphaltschicht überzieht, oder dass diese Aussenfläche mit Cementmörtel verputzt und dieser Putz mit Goudron überstrichen wird, oder auch so, dass man eine Hohlmauerung ausführt, oder auch nach der in England sehr gebräuchlichen Anordnung, dass man in Entfernung von 1,0—1,5 m eine Futtermauer vor dem Gebäude herstellt; der freie Zwischenraum zwischen Keller- und Futtermauer wird dann oftmals als Zugang zum Keller benutzt, und es gewährt diese Anordnung auch den Nutzen, dass man höhere Kellerfenster herstellen kann und dadurch die Kellerräume heller und luftiger bekommt. Diese verschiedenen Anordnungen werden später, unter den Konstruktionen, durch Zeichnungen und Beschreibungen näher erläutert.

Bei den vorbesprochenen Anordnungen der Trennungsschichten ist das Mauerwerk unterhalb derselben, also insbesondere das Fundamentmauerwerk, andauernd der Einwirkung der Erdfeuchtigkeit ausgesetzt und wird dadurch andauernd feucht erhalten. Wenn dasselbe in Kalkmörtel ausgeführt worden, so wird die Erhärtung dieses Mörtels durch die andauernde Nässe erheblich beeinträchtigt und es erhält nicht den höheren Grad der Druckfestigkeit, welcher durch die Erhärtung des Mörtels erfolgt. Für die gewöhnlichen Gebäudemauern, selbst wenn dieselben 4 oder 5 Geschosse Höhe haben, ist dieser Umstand nicht von erheblichem Nachteil, weil bei der Stärke, welche man den Gebäudemauern geben muss, die Belastung keine so grosse ist, dass sie von dem feuchten Mauerwerke nicht ertragen werden könnte. Mit der Zeit, wenn auch erheblich verzögert, wird dem Kalke doch soviel Kohlensäure zugeführt, dass seine Erhärtung stattfindet, wie das beim Abbruche alter Fundamentmauern sich ergeben hat. Aber anders ist das Verhalten bei Mauern grosser Stärke und von grosser Belastung, wie z. B. bei Turmmauern. Bei dem Abbruche solcher Mauern hat sich ergeben, dass selbst nach Jahrhunderten der Kalkmörtel noch weich war, besonders wenn das Mauerwerk aus dichtem Gesteine ausgeführt war. Daraus ergiebt

Digitized by Google

sich die Lehre: derartiges Mauerwerk in hydraulischem Mörtel (Cement-Kalkmörtel oder Trassmörtel oder aus hydraulischem Kalk und Sand bereitet) auszuführen, um eine raschere Erhärtung unter der Einwirkung der Nässe zu erreichen.

Auch für Futtermauern, Brückenmauern u. dergl., welche durch anschliessendes Erdreich andauernd feucht erhalten werden, ist die Anwendung von hydraulischem Mörtel entschieden ratsam.

Die Brückengewölbe, sowie die Brücken-Widerlags- und Pfeilermauern müssen oberhalb gegen die von oben eindringende Feuchtigkeit gesichert werden; das geschieht durch Überdeckung mit einer wasserdichten Schichte aus Asphalt oder Asphaltpappe.

Die Alten haben kein Mittel angewandt, um das Aufsteigen der Grundfeuchtigkeit in den Mauern zu verhindern, daher hat man bei vielen alten Bauwerken dadurch zu leiden. Bei einigen alten Kirchen in Hildesheim zeigte sich, dass der Putz der Innenseite der von Grundfeuchtigkeit und Mauerfrass bis zu einer Höhe von 1,2 bis 1,5 m ergriffenen Mauern immer bald nach der Wiederherstellung zerstört wurde. Man besetzte daher die Flächen bis etwas über die obere Grenze der Anfeuchtung hinaus mit Asphalt und darauf den neuen Putz. Dieser erhielt sich nun zwar trocken, aber es zeigte sich bald, dass die Grundfeuchtigkeit in der Mauer über die Asphaltschicht hinaus aufgestiegen war und nun das Übel oberhalb der Asphaltschicht wiederum hervortrat. Es wurde daher der Asphaltbesatz höher hinaufgeführt, aber auch darnach stellte sich wieder bald nachher das höhere Hinaufsteigen der Feuchtigkeit ein. Dieses Verhalten hat offenbar darin seinen Grund, dass durch den Asphaltbesatz die verdunstende Einwirkung der umspielenden Luft beschränkt und sonach das Höhersteigen der Feuchtigkeit befördert wird. Es ergiebt sich daraus die Lehre, dass auf diese Weise nicht zu helfen ist. Um alte von Grundfeuchtigkeit durchdrungene Mauern trocken zu schaffen, muss man unten in den Mauern eine Trennschicht herstellen; zu dem Zwecke die feuchten Mauern nach und nach teilweise durchbrechen und nach Herstellung der Trennschicht in der Durchbruchstelle, diese wieder in Cementmörtel ausmauern. Das ist freilich ein weitläufiges, kostspieliges Verfahren, aber nur dadurch ist der Übelstand gründlich zu beseitigen.

§ 34. Wasserdichtes Mauerwerk.

Je grösser die Wasserdichtigkeit der zu solchem Mauerwerke verwendeten Materialien ist, einen um so grösseren Grad

Digitized by Google

der Wasserdichtigkeit hat das daraus gefertigte Mauerwerk. Die gewöhnlichen Mauerziegel sind sehr porös, also für solches Mauerwerk ungeeignet, es müssen daher nur dichte, besonders hart gebrannte Ziegel (Klinker) dazu verwandt werden. Von den natürlichen Steinen eignen sich Granit, Syenit, Basalt, dichter Kalkstein u. s. w. — Der gewöhnliche Kalkmörtel ist für dieses Mauerwerk, seiner grossen Porosität wegen, völlig unbrauchbar, man muss Trassmörtel oder besser noch Portland-Cementmörtel anwenden. Zur Herstellung wasserdichter Mauerkörper eignet sich auch Cementbeton mit dichten Gesteinsstücken, also nicht mit Brocken von porösen Ziegeln.

§ 35. Feuerfestes Mauerwerk.

Das Mauerwerk der Hohöfen, der Schmelzöfen, der Dampfkessel-Einmauerungen u. s. w. muss aus Materialien hergestellt werden, welche demjenigen hohen Hitzegrade widerstehen können, welchem sie ausgesetzt werden. Von natürlichen Steinen sind nur wenige Arten dazu geeignet; von künstlichen Steinen sind besonders geeignet die aus feuerfestem Thone gefertigten Ziegel, sowie die aus pulverisierten Porzellankapselscherben unter Zusatz von feuerfestem Thone gefertigten Chamotteziegel. Als Mörtel wird feuerfester Thon oder gepulverte Chamotte mit Zusatz von feuerfestem Thone angewandt.

§ 36. Einfluss der Temperatur und der Nässe auf Steine und Mörtel.

Steine und Mörtel sind wie alle Körper dem allgemeinen Naturgesetze unterworfen: durch Erwärmung sich auszudehnen und durch Erkaltung sich zusammenzuziehen. Auch haben sie die Eigenschaft durch Annässung sich auszudehnen und durch Austrocknen sich zusammenzuziehen.

Ich habe dieses Verhalten und die daraus für das Bauwesen sich ergebenden Lehren in meiner veröffentlichten Schrift: „Der Einfluss der Temperatur und der Nässe auf Steine und Mörtel, Hannover 1897“ ausführlich abgehandelt und erlaube mir darauf zu verweisen.

Digitized by Google

IV. Abschnitt.

Mauern aus künstlichen Steinen.

§ 37. Allgemeine Anmerkungen.

Von den verschiedenen Arten künstlicher Steine, welche im § 3 beschrieben sind, kommen bei Ausführung von Mauerwerken am meisten zur Verwendung die gebrannten Mauerziegel (Backsteine, Barnsteine). Die für deren Vermauern geltenden Verbandregeln gelten aber auch für die übrigen Arten künstlicher Steine. Die gargebrannten Ziegel sind wetterbeständig und können also zu Aussenmauern verwandt werden, die ungaren Ziegel (Bleicher) aber sind nicht wetterbeständig und dürfen daher nicht nach aussen, sondern nur zur Hintermauerung der Aussenmauer, sowie zu den inneren trocknen Wänden der Gebäude verwandt werden, man darf sie auch nicht zu Mauerwerk verwenden, welches der Feuchtigkeit ausgesetzt ist als: Fundament-, Keller-, Futter-, Brückenmauern u. s. w.

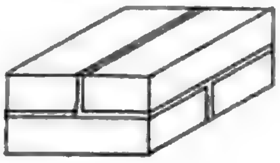
Das Format der Mauerziegel ist im § 3 ausführlich besprochen, und ist darauf hinzuweisen; es ist daselbst angegeben, dass in neuerer Zeit fast in ganz Deutschland (mit Ausnahme einiger Küstengegenden) das sog. Normalformat eingeführt ist: 25 cm $\times$ 12 cm $\times$ $6\frac{1}{2}$ cm, unter Annahme der Fugenstärke von 1 cm, und zwar sowohl für die Lagerfugen, als auch für die Stossfugen. Eine geringere Fugenstärke würde ja allerdings in mehrfacher Hinsicht günstiger sein; der Kalkmörtel ist viel weniger fest und wetterbeständig als der Stein, und ferner veranlasst er das Setzen des Mauerwerks durch sein Schwinden; beide Nachteile würden durch Verminderung der

Digitized by Google

Fugenstärke beschränkt werden; und hinsichtlich des Cementmörtels, welcher teurer ist als der Stein, würde durch Verminderung der Fugenstärke eine Ersparung erzielt; — aber die Erfahrung hat ergeben, dass bei Mauerwerk aus gewöhnlichen Ziegeln eine geringere Fugenstärke als 1 cm nicht angenommen werden kann. Die Ziegel haben verschiedene Grösse, die schwach gebrannten sind grösser, als die stark gebrannten; die gewöhnlichen Ziegel haben auch vielfach Verkrümmungen und Rauhigkeiten, — dadurch wird die Annahme einer geringen Fugenstärke verhindert.

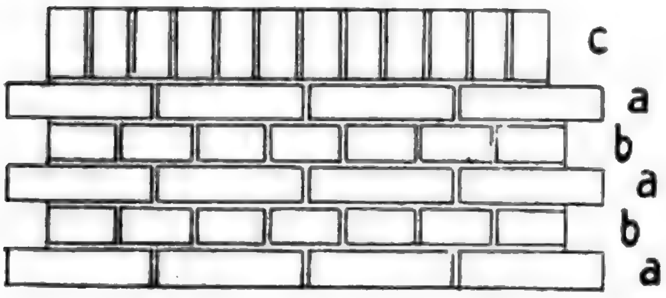
Um einen regelrechten Verband herstellen zu können, muss das Format der Ziegel so beschaffen sein, dass die doppelte Breite plus einer Fugenbreite gleich ist der Länge, wie Abb. 23 zeigt. Das ist bei dem Normalformat der Fall, denn 2×12 cm $+ 1$ cm $= 25$ cm.

Abb. 23.



Die Ziegel werden in der Regel flachliegend vermauert, solche Schichten heissen Flachschichten oder Plattschichten, wie *a* und *b* in Abb. 24. Sind aber die Ziegel auf der hohen Kante stehend vermauert wie c, so wird eine solche Schicht Rollschicht genannt. Kehren sämtliche Ziegel einer Flachschichte nach aussen ihre Langseite wie *a*, so nennt man eine solche Schicht Läuferschicht oder Laufschicht, und jeden Stein einen Läufer. Kehren aber sämtliche Steine einer Flachschicht ihre Breitseite nach aussen, wie *b*, so heisst die Schicht eine Streckerschicht oder Binderschicht oder Kopfschicht; und jeder Stein darin Strecker oder Binder oder Kopf. Ein Ziegel, welcher seine volle Langseite nach aussen kehrt, wird auch ganzer Stein genannt. Zur Herstellung des Verbandes muss man auch Teilstücke anwenden. Ein Teilstück, welches $^3/_4$ der Länge nach aussen zeigt, heisst ein Dreiviertelstein oder Dreiquartier; ein solches, welches nach aussen nur die Hälfte der Breite hat, heisst Einviertelstück oder Einquartier; und ein Stück, welches die ganze Breite zeigt, aber nur die halbe Länge hat, heisst halber Stein oder Zweiquartierstück. Die vorbenannten Teilstücke werden bei Verwendung gewöhnlicher

Abb. 24.



Ziegel meistens aus ganzen Ziegeln mittelst des Maurerhammers zugehauen; wenn man aber eine grosse Zahl davon nötig hat, so ist es votheilafter, sie auf den Ziegeleien formen zu lassen, wie solches für Verblendziegel denn auch meistens geschieht. Die von dem gewöhnlichen Ziegelformat abweichende, den Ziegeleien besonders in Bestellung gegebenen Stücke, nennt man Formsteine, und falls dieselben eine architektonische Gliederung haben, Profilsteine.

Die Stärke der Ziegelmauern bestimmt man nach den Maassen der zu verwendenden Ziegel und benennt sie auch demgemäss, als Mauern von 1 Stein Stärke (also für Normalformat = 25 cm); Mauern von $1\frac{1}{2}$ Stein Stärke (= 38 cm); Mauern von 2 Stein Stärke (= 51 cm); Mauern von $2\frac{1}{2}$ Stein Stärke (= 64 cm) u. s. w.; und bei Mauern von geringerer Stärke als 1 Stein: Mauern von $\frac{3}{4}$ Stein Stärke (= $18\frac{1}{2}$ cm); Mauern von $\frac{1}{2}$ Stein Stärke (= 12 cm); Mauern von $\frac{1}{4}$ Stein Stärke (= $6\frac{1}{2}$ cm).

Als eine der Hauptregeln für die Ausführung des Mauerwerks aus Steinen ist bereits im § 11 angeführt, dass dasselbe im Verbande ausgeführt werden müsse; die Stossfugen einer oberen Schicht dürfen also nicht auf die parallelen Fugen der unmittelbar darunter befindlichen Schicht treffen, und zwar nicht nur an den Aussenseiten, sondern auch im Innern des Mauerwerks; mit anderen Worten: es darf nicht Fuge auf Fuge treffen. Die waagerechten Fugen, die Lagerfugen, jeder Schicht des Ziegelmauerwerks gehen in der Regel durch die ganze Mauer ununterbrochen hindurch, bilden also eine und dieselbe Ebene.

Es sollen nun die verschiedenen, bei Ziegelmauern in Anwendung stehenden Verbände abgehandelt werden, und zwar zunächst die für 1 Stein starke und stärkere Mauern.

§ 38. Der Blockverband.

Bei diesem Verbande wechseln Streckerschichten und Läuferschichten der Höhe der Mauer nach regelmässig miteinander ab. Die Stossfugen aller Streckerschichten kommen lotrecht übereinander zu stehen, und auch die Stossfugen aller Läuferschichten. Der Verband wird an den Ecken hergestellt, entweder mittelst Dreiquartieren in den Läuferschichten, wie Abb. 25 zeigt, oder mittelst Einquartieren in den Streckerschichten, wie Abb. 26 zeigt.

Die Grundrissanordnung ergiebt sich für den ersten Fall (mit Dreiquartieren) aus Abb. 27 für 1 Stein starke Mauern; aus Abb. 28 für $1^1/_2$ Stein starke Mauern; aus Abb. 29 für

Abb. 25.

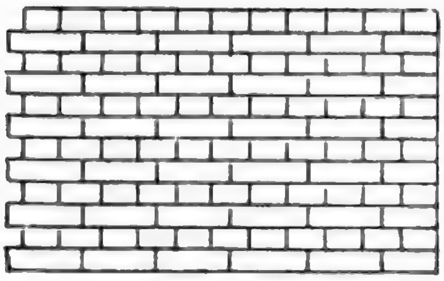


Abb. 26.

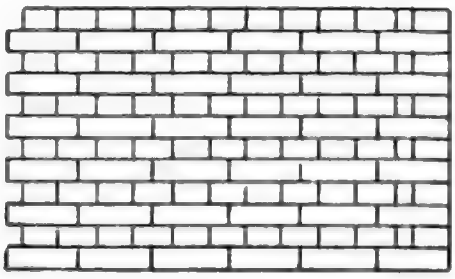


Abb. 27.

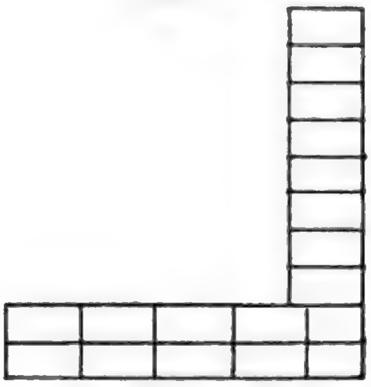


Abb. 28.

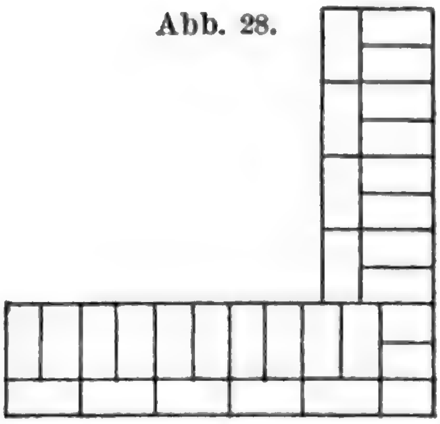


Abb. 29.

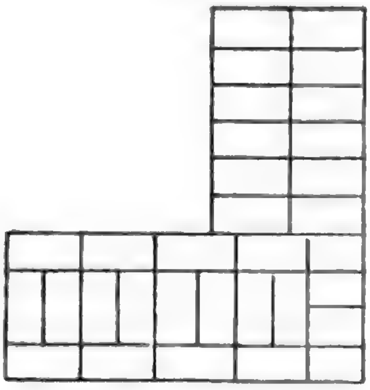


Abb. 30.

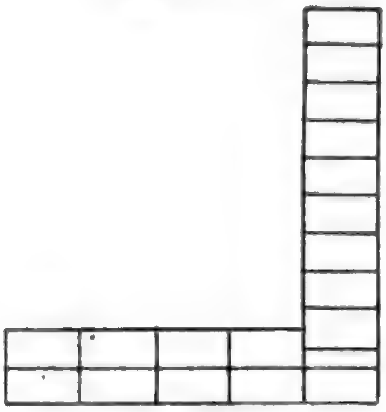


Abb. 31.

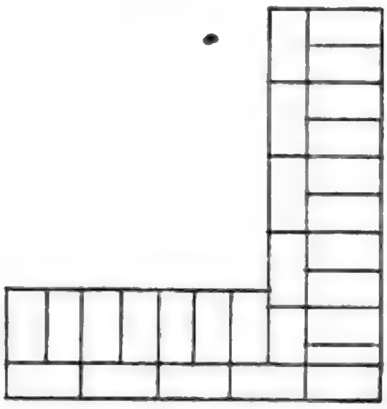
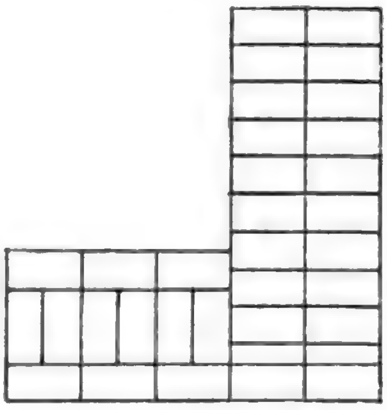


Abb. 32.



Digitized by Google

2 Stein starke Mauern; ferner für den zweiten Fall (mit Einquartieren) aus Abb. 30 für 1 Stein starke Mauern; aus Abb. 31 für $1^1/_2$ Stein starke Mauern; aus Abb. 32 für 2 Stein starke Mauern.

§ 39. Der Kreuzverband.

Auch dabei wechseln der Höhe der Mauer nach regelmässig Läufer- und Streckerschichten miteinander ab, und wird der Verband auch hierbei an den Ecken hergestellt, entweder

Abb. 33.

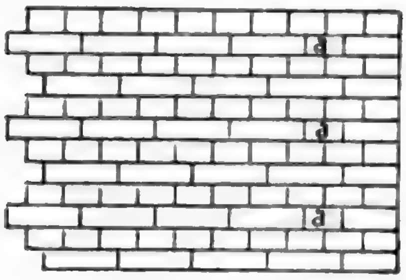
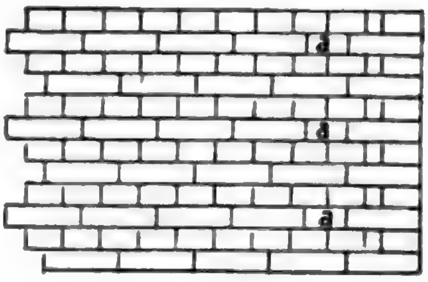


Abb. 34.



mittelst Dreiquartieren in den Läuferschichten, oder mittelst Einquartieren in den Streckerschichten, wie Abb. 33 und Abb. 34 zeigen. Die Streckerschichten beim Kreuzverbande sind ganz übereinstimmend mit den Streckerschichten des Blockverbandes. Auch die Läuferschicht des Blockverbandes kommt beim Kreuz-

Abb. 35.

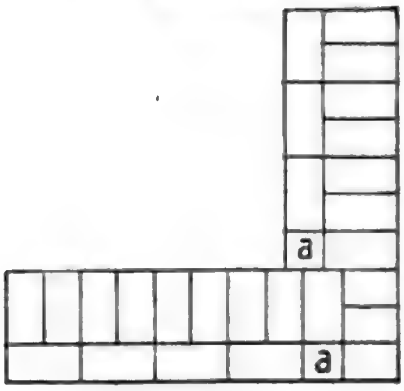
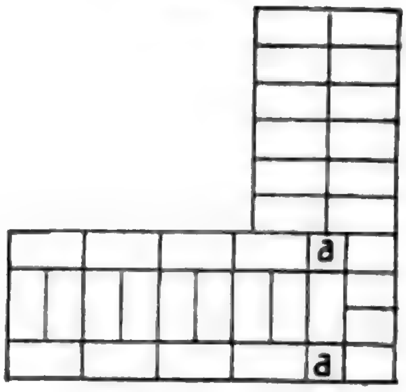


Abb. 36.



verbande vor, indes der Höhe nach regelmässig abwechselnd mit einer zweiten Art von Läuferschicht, welche so beschaffen ist, dass ihre Stossfugen auf die Mitten der darunter und der darüber befindlichen Läufer treffen. Diese zweite Art der Läuferschicht, welche also das Eigentümliche des Kreuzverbandes, und somit das Abweichende vom Blockverbande ausmacht, wird durch Einschaltung eines Kopfes *a* neben dem Eckdreiquartier (Abb. 33) bezw. neben dem Eckläufer (Abb. 34) hergestellt.

Digitized by Google

Die Grundrissanordnung dieser zweiten Art Läuferschichten zeigen für den Verband mit Dreiquartieren: Abb. 35 für $1^1/_2$ Stein starke Mauern; Abb. 36, für 2 Stein starke Mauern; und für den Verband mit Einquartieren: Abb. 37 für $1^1/_2$ Stein starke Mauern; Abb. 38 für 2 Stein starke Mauern.

Abb. 37.

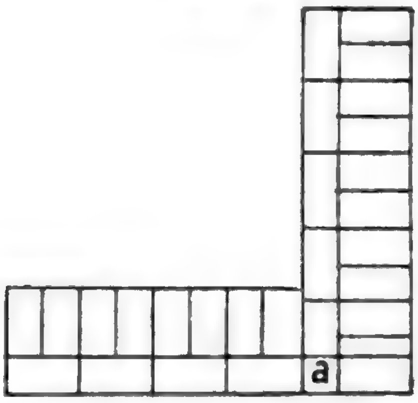
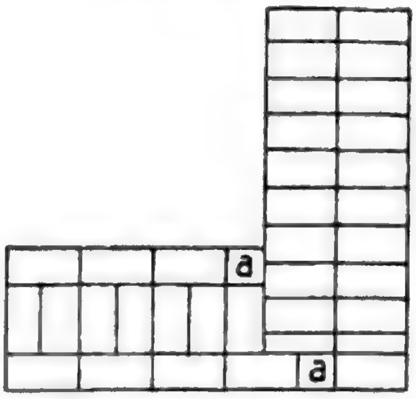


Abb. 38.



§ 40. Besondere Regeln in betreff des Blockverbandes und des Kreuzverbandes.

1) Die unterste Schicht einer Mauer kann entweder eine Läuferschicht oder eine Streckerschicht sein.

2) Bilden zwei zusammentretende Mauern eine Ecke, so muss jede Läuferschicht der ersten Mauer in der anschliessenden zweiten Mauer eine Streckerschicht und jede Streckerschicht der ersten Mauer in der anschliessenden zweiten Mauer eine Läuferschicht sein.

3) Bei Mauern von einer oder mehreren vollen Steinstärken (also 1 oder 2 oder 3 u. s. w. volle Steinstärken) bildet jede Läuferschicht der Vorderseite auch an der Hinterseite eine Läuferschicht, und jede vordere Streckerschicht auch nach hinten eine Streckerschicht; aber bei Mauern von $1^1/_2$ oder $2^1/_2$ oder $3^1/_2$ u. s. w. Steinstärke bildet eine Läuferschicht der Vorderseite an der Hinterseite eine Streckerschicht und umgekehrt.

4) Inmitten einer Mauer dürfen keine Läufer, sondern nur Strecker verlegt werden.

5) Hinter die äusseren und hinteren Läufer müssen bei Mauern von mehr als 1 Steinstärke, je zwei Strecker gelegt werden. Die Stossfugen dieser Strecker müssen sich mit den Stossfugen der Läufer schneiden, und wenn mehrere Strecker hintereinander vorhanden sind, so müssen auch deren Stossfugen sich schneiden; die Stossfugen dürfen der Quere der Mauer

nach sich nicht versetzen. Man drückt diese Regel auch so aus: es muss Schnittfuge gehalten werden.

6) In der innern Ecke zweier zusammentretenden Mauern darf in derselben Steinschicht immer nur in der einen innern Mauerflucht eine Fuge durch die Mauer hindurchschneiden, nicht aber in der innern Mauerflucht der anschliessenden zweiten Mauer, — weil sonst in der folgenden Schicht Fuge auf Fuge fallen und somit kein Verband gehalten würde.

7) Dreiquartiere und Einquartiere, sowie auch das vorhin beim Kreuzverbande besprochene Zweiquartierstück in der einen Art der Läuferschichten, dürfen nur an den Ecken der Mauern verwandt werden. Dieselben müssen durch die ganze Mauerstärke hindurch verlegt werden, wie die vorstehenden Grundrisszeichnungen zeigen.

8) Nach den vorstehenden Regeln und Grundrisszeichnungen ergiebt sich die Anordnung für grössere Mauerstärken so leicht, dass es einer weitern Anweisung dafür nicht bedarf.

9) Die für Block- und Kreuzverband mitgeteilten Ansichts- und Grundrisszeichnungen ergeben, dass nirgend in unmittelbar übereinander liegenden Schichten die Stossfugen übereinander fallen, dass also der Verbandsregel vollständig genügt ist. Demnach sind Blockverband und Kreuzverband vollkommene Steinverbände.

10) Dem Vorstehenden nach können der Blockverband und der Kreuzverband hergestellt werden, an den Ecken entweder mittelst Dreiquartieren oder mittelst Einquartieren. Es ist nun die Frage zu beantworten, welcher Art man gegebenen Falls den Vorzug zu geben habe? — Bei Anwendung von Einquartieren kommen an die Ecken ganze Steine zu liegen, während bei dem Verbande mit Dreiquartieren an den Ecken $^3/_4$ Steine zur Verwendung kommen. Das spricht zu Gunsten der ersteren Art, da die längeren ganzen Steine an und für sich günstiger sind, als die kürzeren $^3/_4$ Steine. Es werden aber bei der Ausführung die in den vorstehenden Grundrisszeichnungen gezeichneten Einquartiere nicht als durchgeschnittene ganze Steine verwandt, sondern sie werden aus Steinbrocken und Mörtel gebildet, nach vorn wird ein kleines regelmässig behauenes kleines Stückchen verlegt, dahinter aber Mörtelmasse mit kleinen Steinbrocken. Wollte man die Einquartiere durch Aufspalten ganzer Steine herstellen, so würde daraus grosser Steinverlust infolge des Zerspringens eintreten, und wollte man die Einquartiere in ganzer Steinlänge auf der Ziegelei fertigen

Digitized by Google

lassen, so würden die langen dünnen Stücke auf dem Transporte und durch die Handhabung beim Vermauern doch zerbrechen. Sonach ist es von jeher üblich geworden die Einquartiere aus Steinbrocken und Mörtel zu bilden. Dadurch kommt nun aber in die Ecken der Mauern eine so grosse Masse von Steinbrocken und Mörtel, dass dadurch die Festigkeit des Mauerwerks erheblich geschädigt und geringer wird, als das bei Verwendung von Dreiquartieren der Fall ist. Auch gewähren bei Reinmauerwerk (solches Ziegelmauerwerk, welches nicht verputzt wird), die Einquartiere das unschöne Aussehen von Flickwerk. Aus diesen Gründen ist dem Verbande mit Dreiquartieren der Vorzug zuzuerkennen. Dennoch wird der Verband mit Einquartieren sehr viel angewandt, weil dadurch an Steinen und somit an Kosten gespart wird. Hat man nämlich zur Ausführung nur **ganze** Steine angeschafft, wie es bei gewöhnlichen Bauten die Regel bildet, so müssen die Dreiquartiere aus ganzen Steinen zugehauen werden. Jedes Dreiquartier erfordert dann einen ganzen Stein, indem der abgehauene Teil in Schutt fällt. Zu diesem Verluste kommen sodann auch noch die Kosten des Zuhauens hinzu. Bei dem Verbande mit Einquartieren werden dagegen die Einquartierräume mit Mörtel und Steinbrocken ausgefüllt, welch letztere bei Ausführung von Ziegelmauern infolge von Zerbrechen und Zerspringen von Steinen meistens reichlich vorkommen. Man spart also an Kosten. Um diesem Einwande zu begegnen, empfiehlt es sich die nötigen Dreiquartiere von den Ziegeleien zu beziehen.

Abb. 39.

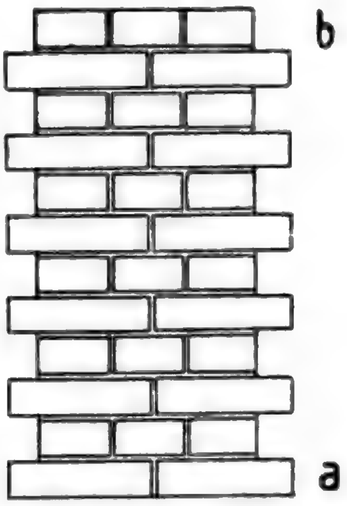
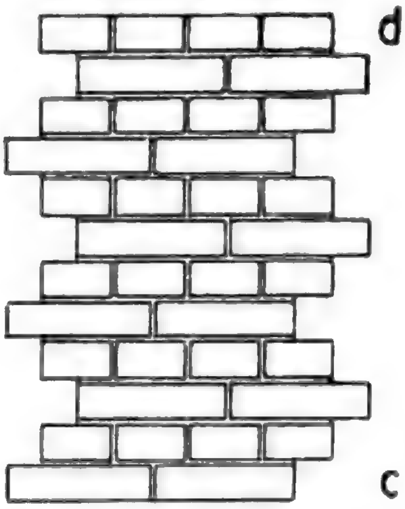


Abb. 40.



11) In betreff des Zusammenhanges, des Ineinandergreifens von Ziegelmauerwerk kommt in Betracht die sogen. **Verzahnung** und die sogen. **Abtreppung**. Die Verzahnung beim Blockverbande *a b*, Abb. 39, zeigt ein umschichtiges Eingreifen von nur $^1/_4$ Stein. Dagegen zeigt die Verzahnung beim Kreuzverbande *c d*, Abb. 40, ein innigeres Ineinandergreifen. Daraus ergiebt sich, dass der Zusammenhang beim Kreuzverbande

ein innigerer ist, als beim Blockverbande, sodass sich bei dem ersteren nicht so leicht Risse bilden können, als bei dem letzteren. Demnach verdient der Kreuzverband den Vorzug. Derselbe gewährt auch ein günstigeres Aussehen als der Blockverband, und deshalb wird er schon aus diesem Grunde bei Mauerwerk, welches nicht verputzt werden soll, allgemein vorgezogen. Der Kreuzverband zeigt in der Ansicht eine grössere Gleichmässigkeit als der Blockverband, indem sich bei dem ersteren lauter Kreuze bilden, welche vollständig ineinander greifen, woher der Name „Kreuzverband“ entstanden ist. Die Abtreppungen laufen nach allen Richtungen ganz regelmässig unterm Winkel von etwa 45^0 an der Mauerfläche, wodurch gleichfalls ein gleichmässigeres, ruhigeres Ansehen folgt, als beim Blockverbande.

§ 41. Der Kopfverband oder Streckerverband.

Derselbe zeigt, wie aus Abb. 41 ersichtlich ist, nur Köpfe bezw. Strecker, mit alleiniger Ausnahme der Dreiquartiere bezw. Einquartiere an den Ecken. Bei Mauern von 1 Stein Stärke können sämtliche Köpfe ganze Strecker sein, wie aus der Grundrisszeichnung Abb. 42 ersichtlich ist. Bei Mauern von grösserer Stärke als 1 Stein können nur eine um die andere Schicht ganze Strecker angewandt werden, während die zwischen diesen Schichten befindlichen Köpfe Zweiquartierstücke sein müssen, wie Abb. 43 zeigt. Es ist dann die Anordnung ebenso wie beim Blockverbande und Kreuzverbande, jedoch mit

Abb. 41.

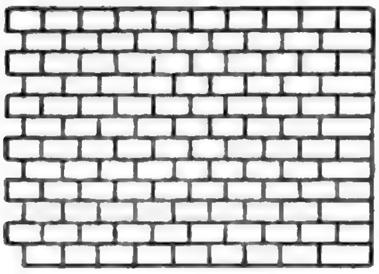


Abb. 42.

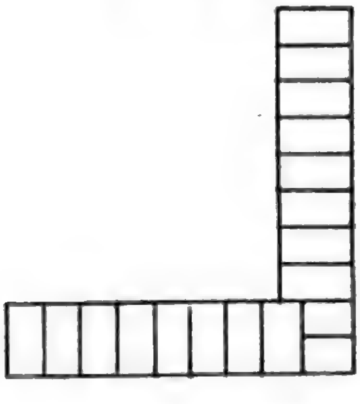
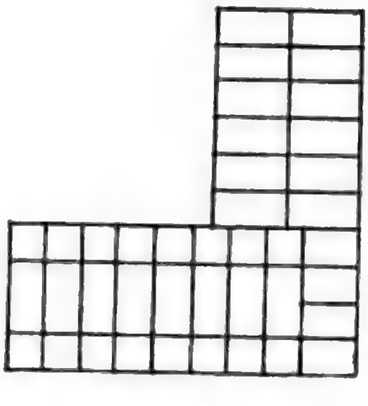


Abb. 43.



dem Unterschiede, dass für jeden Läufer zwei Zweiquartierstücke gelegt werden. Diese Zweiquartierstücke gewähren offenbar keinen so günstigen Zusammenhang als Läufer, und

Digitized by Google

aus diesem Grunde ist die Anwendung von Läufern, also der Block- und Kreuzverband günstiger. Indessen spricht für die Anwendung des Kopfverbandes für Mauern, welche mit Verblendziegeln ausgeführt werden sollen, doch ein gewichtiger Grund. Die Langseiten der Ziegel haben nicht die gleiche Farbe, wie die Kopfseiten, besonders ist das der Fall bei hellfarbigen Ziegeln, — weil das Feuer im Ofen auf die ersteren nicht ebenso einwirken kann, als auf die Kopfseiten. Die Ziegel werden im Ofen, auf der hohen Kante stehend, übereinander gesetzt, sodass also die Langseiten durch die darüber gesetzten Ziegel zum Teil verdeckt werden, weshalb das Feuer auf die Langseiten nicht ebenso einwirken kann, als auf die frei stehenden Kopfseiten. Infolge davon werden die Langseiten, insbesondere bei hellfarbigen Ziegeln, mehr oder weniger fleckig oder streifig, wodurch ein unschönes, scheckiges Aussehen folgt. Werden nun die ganzen Steine in zwei Zweiquartiere geteilt, und deren Kopfseiten nach aussen verlegt, so erhält man eine möglichst gleichmässige Farbe aller Köpfe. Ferner hat ein solches Mauerwerk, da alle Steine gleiche Grösse nach aussen zeigen, den höchsten Grad der Gleichmässigkeit und Ruhe.

§ 42. Der Dreiquartier-Verband.

Mauern in Stärken von 3/4, 1 1/4, 1 3/4, 2 1/4 Stein u. dergl. lassen sich aus ganzen Ziegeln teils gar nicht, teils nur in ungünstiger Weise (mit Streifen von Brocken) ausführen. Es empfiehlt sich daher, für Mauern der vorbezeichneten Stärken

Abb. 44.

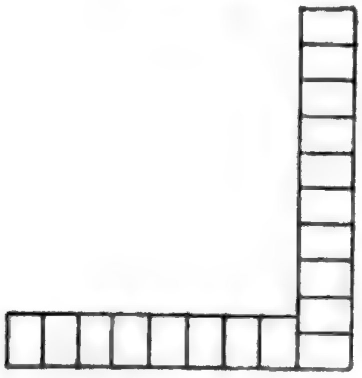
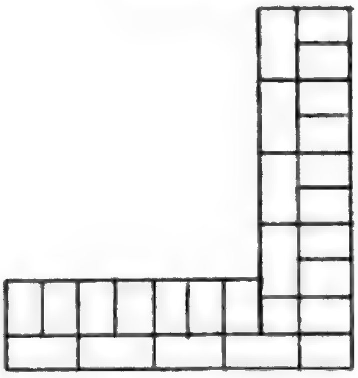


Abb. 45.



von den Ziegeleien Dreiquartiere anfertigen zu lassen. Damit ist die Aufgabe leicht zu lösen. Abb. 44 zeigt die Anwendung für 3/4 Stein starke Mauern; dabei kommen lauter Strecker (von 3/4 Steinlänge) in Anwendung, und man erhält also in der Ansicht den Kopfverband. Abb. 45 zeigt den

Verband für $1^1/_4$ Stein starke Mauern; Abb. 46 für $1^3/_4$ Steinstärke und Abb. 47 für $2^1/_4$ Steinstärke. Will man hierbei äusserlich den Kopfverband herstellen, so sind anstatt der Läufer je zwei Zweiquartiere zu verlegen.

Abb. 46.

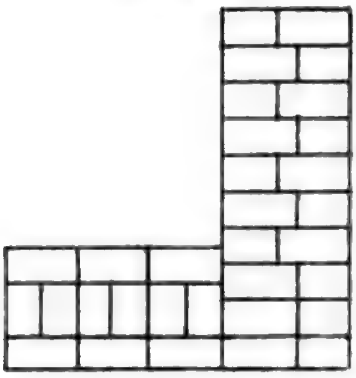
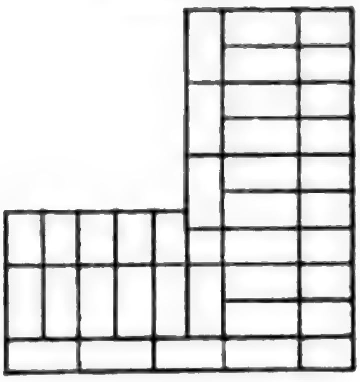


Abb. 47.



In hiesiger Gegend wird dieser Verband jetzt noch sehr selten angewandt, weil die hiesigen Ziegeleien Dreiquartiere nicht in Vorrath halten, sondern nur auf besonde Bestellung fertigen, sodass die Beschaffung mit Weiterungen verbunden ist.

§ 43. Der holländische Verband.

Wie aus Abb. 48 ersichtlich, wechseln dabei gewöhnliche Streckerschichten (wie sie beim Block- und Kreuzverbande vorkommen) regelmässig ab mit Schichten, in denen Läufer und Köpfe nebeneinander, ein um den andern, vermauert werden.

Abb. 48.

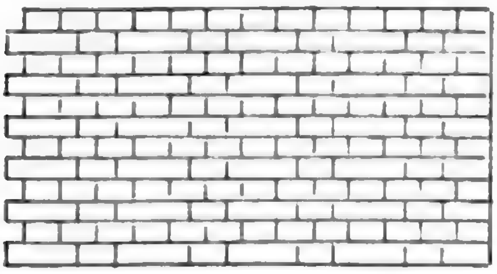
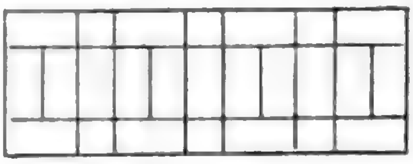


Abb. 49.



Bei Mauern von 1 Stein Stärke können diese Köpfe ganze Strecker sein, aber bei Mauern von grösserer Stärke müssen die zwischen den Läufern liegenden Köpfe Zweiquartiere sein, wie Abb. 49 zeigt, weil sonst nach innen Fuge auf Fuge fiele.

§ 44. Der englische Verband.

Dabei folgen auf 2 oder 3 oder 4 Binderschichten 2 oder 3 oder 4 Läuferschichten. Abb. 50 zeigt 2 Läuferschichten abwechselnd mit 2 Streckerschichten, und diese Art wird in Eng-

land meistens angewandt. Dieser Verband entspricht nicht der allgemeinen Verbandregel, dass in zwei übereinanderliegenden Schichten nirgends Fuge auf Fuge fallen solle; er ist also für Ziegelmauerwerk offenbar weniger günstig als der Block- und der Kreuzverband. Dagegen eignet er sich sehr gut zur Verblendung von Rauhsteinmauerwerk, wie das Profil, Abb. 51 zeigt, und zwar besser als der nachfolgend beschriebene gotische Verband.

Abb. 50.

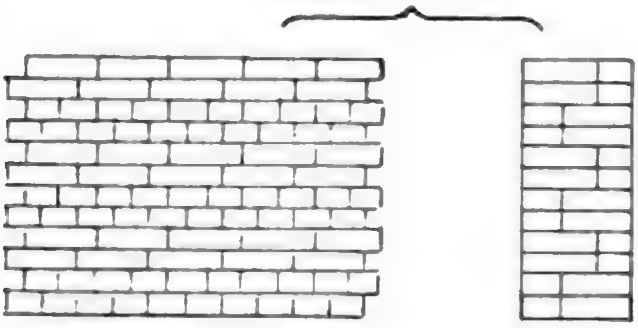
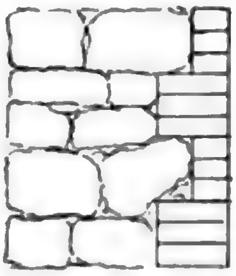


Abb. 51.



§ 45. Der gotische (oder polnische) Verband.

Davon sind zwei Arten zu unterscheiden. Bei der ersten Art (gotischer Verband in engerm Sinne), Abb. 52, wechseln in jeder Schicht Läufer und Binder miteinander ab, und die Binder einer obern Schicht liegen mitten auf den Läufern der untern Schicht. — Bei der zweiten Art des gotischen Verbandes, Abb. 53, wechseln in jeder Schicht 2 Läufer und

Abb. 52.

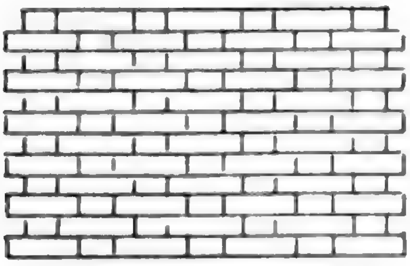
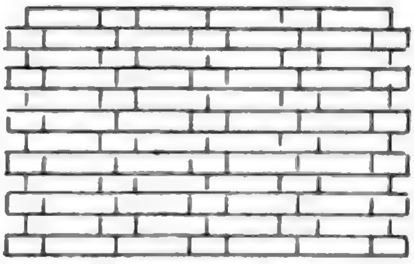


Abb. 53.



1 Binder miteinander ab, und die Binder einer obern Schicht liegen mit ihrer Mitte über der Stossfuge der darunter befindlichen 2 Läufer. An den Ecken können auch bei diesen Verbänden Dreiquartiere oder Einquartiere angewandt werden.

Nach innen fallen bei beiden Arten des gotischen Verbandes die Stossfugen der Läufer zum Teil übereinander; das ist also ein Verstoss gegen die allgemeine Verbandregel. Die daraus folgende Beeinträchtigung der Festigkeit wird nun zwar durch die eingreifenden Binder einigermassen ausgeglichen, indes ist

Digitized by Google

nicht zu verkennen, dass ein solch unvollkommener Verband für gewöhnliche Ziegelmauern weniger berechtigt ist als der Block- oder Kreuzverband.

Der gotische Verband, und zwar meistens die erste Art desselben, ist im Mittelalter zur Verblendung starker Füllwerksmauern angewandt, d. h. Mauern, deren Inneres aus Gusswerk

Abb. 54.

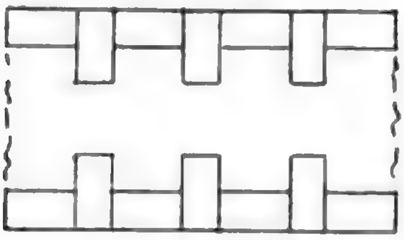
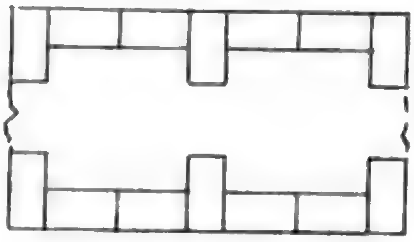


Abb. 55.

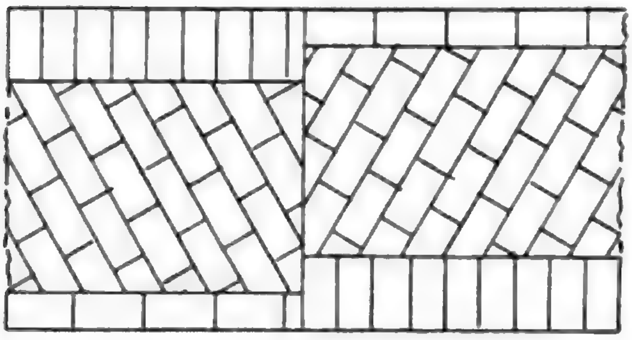


oder Füllwerk besteht, d. i. Lagen von Mörtelmasse mit hineingeschütteten Steinschrotten oder Rauhsteinen, wie die Abb. 54 und 55 zeigen. Für diesen Zweck ist der Verband wegen der vielen eingreifenden Binder, und des guten Haltes, den diese den Läufern gewähren, sehr günstig. Aber diese Ausführungsweise ist, wie im § 21 ausführlich dargelegt worden, überhaupt verwerflich.

§ 46. Der Strom- oder Festungsverband.

Dabei kommen, wie die Grundrisszeichnung Abb. 56 zeigt, ausser den gewöhnlichen Ziegelschichten des Block- oder Kreuzverbandes im Innern abwechselnd auch sogen. Schräglagen oder Schmieglagen in Anwendung, in denen die Ziegel schräg, unterm Winkel von 45⁰ oder besser 60⁰ verlegt werden. Diese Schrägschichten gehen nicht durch die ganze Mauerstärke hindurch, weil sonst die leicht verletzbaren spitzwinkligen Ecken der Ziegel nach aussen frei würden, sondern es werden nach aussen rechtwinklig liegende Ziegel verwandt, sodass die Ansicht der Mauer ebenso beschaffen ist, wie beim Block- oder Kreuzverbande. Man bezweckt durch die Schräglagen einen innigeren Zusammenhang in der Längenrichtung der Mauern zu schaffen, sodass durch Erschütterungen oder durch

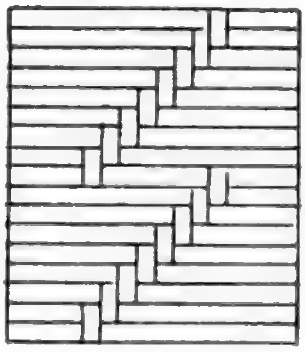
Abb. 56.



Verdrückungen der Fundamente nicht so leicht Risse entstehen können, als bei dem Verbande des gewöhnlichen Mauerwerks, wobei die Ziegel nur ¼ Stein ineinandergreifen. Werden die Anschlussziegel aus gewöhnlichen Ziegeln zugehauen, so veranlasst das erhebliche Kosten und grossen Steinverlust, auch springen die spitzwinkligen Kanten ab, sodass dadurch grosse Mörtelnester entstehen. Es ist daher vorzuziehen, die Anschlussziegel als Formziegel zu beziehen; aber auch dann springen die spitzwinkligen Kanten auf dem Transporte zur Baustelle und auf die Gerüste häufig ab. Seitdem es zur Regel geworden ist, die Wasser- und starken Stützmauern in hydraulischem Mörtel auszuführen, ist man mit Recht von der Anwendung der Schräglagen abgekommen.

§ 47. Verhinderung des Durchsickerns von Wasser durch Wassermauern.

Abb. 57.



Um das Durchsickern von Wasser durch die Fugen von Wassermauern zu verhindern, hat man jede Lagerfuge durch eine Schichte hochkantig vermauerter Ziegel abgeschlossen, wie die Profilzeichnung Abb. 57 zeigt. Bei Verwendung von rasch erhärtendem hydraulischen Mörtel, ist diese Anordnung nicht erforderlich.

§ 48. Mauern mit Verblendziegeln.

Um den Mauern, welche im sogen. Reinbau (ohne Verputzung) hergestellt werden sollen, ein feineres, saubereres Aussehen zu verschaffen, als es die gewöhnlichen Ziegel bieten, verblendet man dieselben an der Aussenseite mit Verblendziegeln und zwar Klopfziegel, Pressziegel, geschnittene Ziegel oder Hohlziegel (siehe § 3, Nr. 2 u. 3). Das kann in der Weise geschehen, dass zu den nach aussen gekehrten Streckern und Läufern, oder anstatt der letzeren je zwei Zweiquartiere, feinere Verblendziegel verwandt werden. Die besonders sorgfältig hergestellten Verblendziegel sind aber erheblich teurer als gewöhnliche Ziegel, und dieser Umstand hat darauf geführt, die Masse der Verblendziegel möglichst zu beschränken. Man wendet daher abwechselnd in der einen Schicht Strecker von ¾ Steinlänge, und in der anderen Schicht Läufer (oder zwei Köpfe) der gewöhnlichen Stärke von 12 cm an, wie Abb. 58

zeigt. Oder aber man verwendet abwechselnd, in der einen Schicht Köpfe von 12 cm Stärke und in der anderen Schicht Köpfe von nur $^1/_4$ Stein = $5^1/_2$ cm Steinstärke, wie Abb. 59 zeigt.

Haben die Verblendziegel die gleichen Maasse, insbesondere die gleiche Dicke, als die Hintermauerungsziegel, so ist durchweg die gleiche Mörtelstärke von 1 cm in den Lagerfugen der Verblendziegel sowie der Hintermauerungsziegel vorhanden, also das Setzen des Mauerwerks infolge Schwinden des Mörtels durchweg gleich. Man wünscht nun aber meistens in der Ansicht der Verblendung schwächere Fugen als 1 cm, und dann sind besondere Maassregeln geboten, um Unheil zu verhindern. Denn wollte man ohne weiteres die parallelopipedischen Verblendungsziegel um so viel dicker herstellen, als die Differenz der Fugenstärken beträgt, so würde dann das Schwinden der dünnen

Abb. 58.

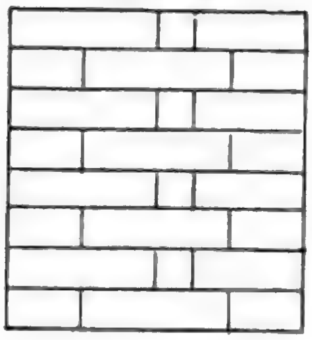
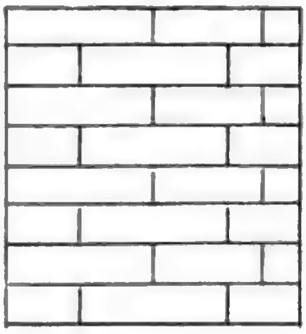


Abb. 59.



Kalkmörtellagen der Verblendung entsprechend geringer sein, als das Schwinden der Hintermauerung. Wäre z. B. die Stärke der Lagerfugen der Verblendung $^1/_2$ cm, also nur halb so gross als die Fugenstärke der Hintermauerung, so würde das Setzen in der Verblendung nur halb so viel betragen als in der Hintermauerung. Dann würde die Hintermauerung an der Hinterseite der Verblendung sich aufhängen, und sonach die ganze Eigenlast der Mauer und deren fremde Belastung fast ganz auf die Verblendung wirken, und da diese einer so starken Belastung nicht zu widerstehen vermag, so würde sie nach aussen ausweichen, sich also von der Hintermauerung trennen; dadurch würde zwischen beiden Teilen eine offene Fuge entstehen, in welche von aussen durch gegenschlagenden Regen Wasser gelangt, durch dessen Gefrieren eine weitere Trennung und schliesslich der Absturz würde herbeigeführt werden. Das vorbezeichnete Verfahren ist also bei Verwendung von Kalkmörtel höchstens nur statthaft, wenn die Aufführung der Mauern sehr langsam geschieht, in niedrigen Absätzen, sodass die Auf-

Digitized by Google

führung eines folgenden Satzes erst erfolgt, nachdem der vorherige Absatz sich völlig gesetzt hat. Dieses Verfahren entspricht aber nicht der, gegenwärtig die Regel bildenden schnellen Ausführung. Ein anderes, ab und an in Anwendung gebrachtes Verfahren besteht darin, zunächst nur die Hintermauerung in Kalkmörtel aufzuführen, und erst nach deren völligem Setzen, die Verblendung in Cementmörtel vorzumauern. Bei diesem Verfahren muss dann also die Mauerstärke so gross angenommen werden, dass die Hintermauerung für sich allein standfähig ist; — das veranlasst aber grosse Mehrkosten. Die gleichzeitige, rasche Ausführung beider Teile ist nur dann zulässig, wenn

Abb. 60.

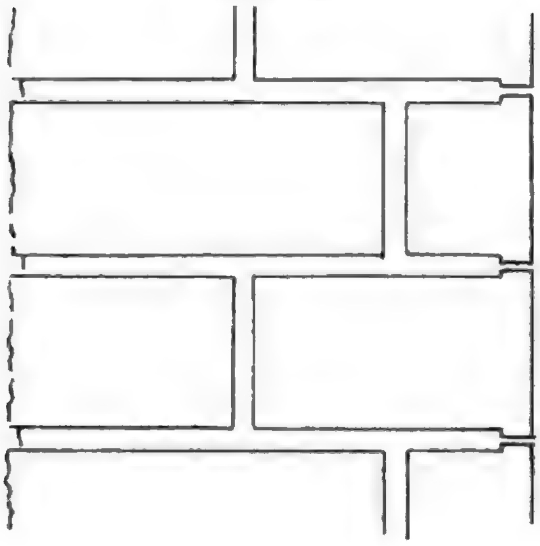
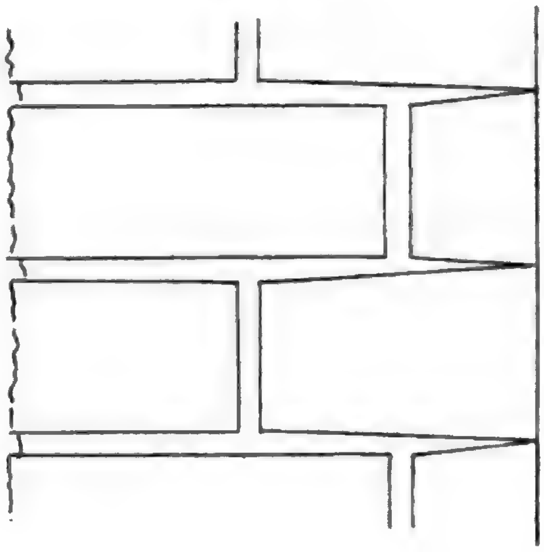


Abb. 61.



die Vermauerung durchweg in Cementmörtel geschieht; daraus erwachsen aber auch wieder Mehrkosten. — Dasjenige Verfahren, welches gegenwärtig vielfach angewandt wird, und seiner Zweckmässigkeit halber entschieden den Vorzug verdient, besteht darin, dass an der Unterseite und an der Oberseite der Verblendziegel, und zwar an der äussern Kante je ein Streifen von etwa $1^1/_2$ cm Breite und vortretend um die Hälfte der Differenz der beiden Fugenarten beim Pressen gebildet wird. Wenn also für die Verblendung z. B. eine Fugenstärke von 5 mm angenommen wird, so muss jeder Streifen um $2^1/_2$ mm vortreten, wie Abb. 60 zeigt. Diese Verblendziegel werden zugleich mit den Hintermauerungsziegeln in Kalkmörtel vermauert; der vordere Streifen bleibt ganz frei von Mörtel, sodass also in der Breite der vorderen Streifen eine offene Fuge entsteht, unmittelbar hinter den Streifen aber die volle, gleichmässige Fugenstärke von 1 cm beginnt, somit ein gleichmässiges

Setzen gesichert ist. Die vordere offene Fuge wird belassen, oder aber sie wird später, nach dem völligen Setzen des Mauerwerks, ausgefugt.

Man hat auch in einigen Fällen keilförmige Verblendziegel in Anwendung gebracht, wie Abb. 61 zeigt, und dabei die äusseren Kanten dicht zusammenschliessen lassen, sodass die Fugen nur in nächster Nähe als mit einem scharfen Messer eingeritzt erscheinen, in einiger Entfernung aber nicht zu erkennen sind. Bei dieser Methode muss dann wieder so verfahren werden, wie vorhin angegeben ist, dass zunächst nur die Hintermauerung aufgeführt, und erst nach deren vollständigem Setzen die Verblendung in Cementmörtel vorgemauert wird. Diese Art ist aber überhaupt als verwerflich zu erachten. Derart ausgeführte Bauwerke sehen so aus, als beständen sie aus einem einzigen Ziegelklotze, während sie doch aus einzelnen Steinen zusammengesetzt sind, und somit die Fugen nicht als etwas widerwärtiges, sondern als völlig naturwüchsig, als entschieden zur Sache gehörend, erachtet werden müssen. Eine mässige Beschränkung der Fugenstärke hat ja allerdings ihre Berechtigung, da der Mörtel in den starken Fugen vom Wetter stark angegriffen wird, sonach durch Beschränkung der Fugenstärke die Verwitterung und das Eindringen der Nässe vermindert wird. Es mag darnach in dieser Hinsicht so scheinen, dass die grösstmögliche Beschränkung der Fugenstärke, womöglich auf Null, als das Ideal erachtet werden müsse. Das aber ist nicht der Fall, denn auch durch die feinen Fugen und durch die Poren der Steine dringt Nässe ins Innere, zumal die sehr feinen Fugen mittelst Cementmörtel nicht gedichtet werden können. Die alten Bauwerke lehren auch, dass durch Fugen von der gewöhnlichen Stärke keineswegs so erheblich grössere Zerstörungen veranlasst werden, wie es theoretisch betrachtet scheinen mag. Durch die unmittelbare Berührung der Steine an den äusseren Kanten erfolgen gar leicht Abplatzungen, infolge von Verdrückungen und Erschütterungen, sodass auch aus diesem Grunde das unmittelbare Zusammenschliessen der äusseren Steinkanten verworfen werden muss.

§ 49. Gemustertes oder figuriertes Mauerwerk.

Will man an den Aussenseiten der Ziegelmauern zur Gewinnung eines reichern Aussehens ein Muster bilden, so kann das in der Art geschehen, dass man bei Ausführung der vor-

Digitized by Google

besprochenen Ziegelverbände verschiedenfarbige Ziegel, z. B. dunkelrote und hellrote, oder rote und gelbe Ziegel, — oder auch glasierte Ziegel, einfarbige oder mehrfarbige, anwendet. Bei Verwendung glasierter Ziegel dürfen aber nur solche Glasuren angewandt werden, welche sich durch die Erfahrung als wetterbeständig erwiesen haben; manche Arten von Glasuren sind im Freien nicht haltbar. Die Musterung kann auch in der Art ausgeführt werden, dass man durchlaufende Bänder bildet, sodass auf eine oder mehrere Schichten gewöhnlicher Ziegel, Streifen von andersfarbigen oder glasierten Ziegeln vermauert werden.

§ 50. Verband spitzwinkliger und stumpfwinkliger Mauerecken.

Derselbe wird, soweit als thunlich, dem Verbande der rechtwinkligen Mauerecken nachgebildet, wie beispielsweise die Abb. 62 und Abb. 63 zeigen.

Abb. 62.

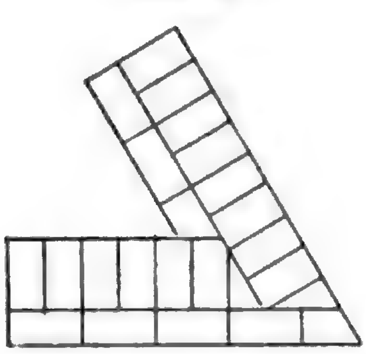
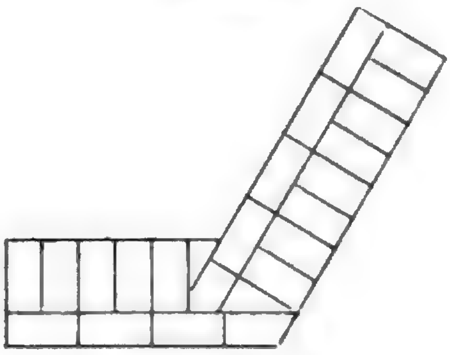


Abb. 63.



§ 51. Anschluss von Scheidemauern an Umfassungsmauern.

Treten zwei Mauern *a* und *b*, Abb. 64, und *c* und *d*, Abb. 65, gegeneinander, so werden dieselben in der Regel miteinander in Verband gesetzt. Zu dem Zwecke stellt man entweder, wie bei *a* gezeichnet, die einwärtsspringende Verzahnung, oder wie bei *c* gezeichnet, die auswärtsspringende Verzahnung her. Bei der erstern wird ein um die andere Schicht ein Rücksprung von 1/4 Stein gebildet, in welchen die Schichten der anschliessenden Mauer *b* hineingreifen; bei der zweiten Art lässt man ein um die andere Schicht eine Verzahnung um 1/4 Stein aus der Mauer *c* heraustreten, in welche

Abb. 64.

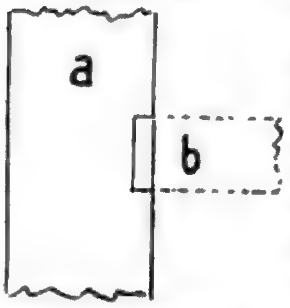
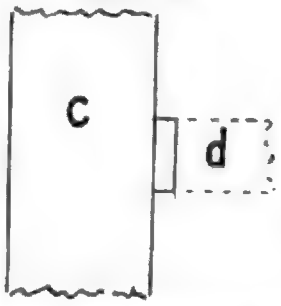
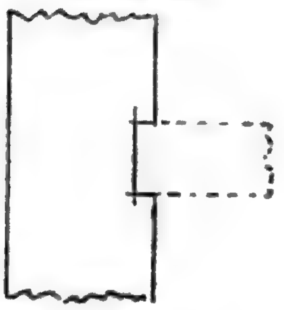


Abb. 65.



dann die Schichten der Mauer *d* hineintreten. Wegen des gleichmässigen Setzens würde es am günstigsten sein, die zusammentretenden Mauern gleichmässig aufzuführen, dem stehen aber erhebliche Gründe entgegen, wie bereits in § 17 ausführlich erörtert worden. Es wird daher so verfahren, dass man zunächst die eine Mauer *a* bezw. *c* für sich allein bis Rüstungshöhe (etwa 1,5 m) mit der vorbezeichneten Verzahnung aufführt, und erst darnach die anschliessende Mauer *b* bezw. *d* zu gleicher Höhe aufführt, bevor die Mauer *a* bezw. *c* weitergeführt wird. Es macht sich dann die Verschiedenheit des Setzens noch nicht in einem zu erheblichen Maasse geltend, und es wird der Nachteil noch dadurch vermindert, dass man bei Aufführung der Mauer *a* bezw. *c* eine Abtreppung für die anschliessende Mauer *b* bezw. *d* herstellt, wodurch ein allmählicher Übergang des neueren Mauerwerks mit dem zuvor aufgeführten erreicht wird. Es kann aber diese Art der Ausführung nicht immer in Anwendung gebracht werden, es kann oftmals nicht vermieden werden, die Mauer *a* bezw. *c* für sich bis zu grösserer Höhe, ja bis zur ganzen Geschosshöhe aufzuführen. In diesem Falle ist die verbandmässige Verbindung der zusammenschliessenden Mauer mittelst der vorbezeichneten Verzahnungen verwerflich, sondern geboten, in der Mauer *a* bezw. *c* einen Falz von 1/4 Stein Tiefe in ganzer Höhe herzustellen, in welchen die anschliessende Mauer stumpf eingreift, wie Abb. 66 zeigt, sodass letztere sich unbehindert setzen kann. — Von den beiden vorbesprochenen Verzahnungsarten ist die einwärtsspringende entschieden der auswärtsspringenden vorzuziehen. Bei der letztern tritt häufig der Übelstand ein, dass die heraustretenden Ziegel nicht genau lotrecht verlegt werden, und dann vor die Fläche der anschliessenden Mauer vortreten, also abgehauen werden müssen; auch werden die vorspringenden Ziegel häufig durch herabfallende Steine oder Gerüsthölzer abgebrochen, oder durch unvorsichtigen Verkehr abgestossen.

Abb. 66.



§ 52. Anlage der Wandpfeiler (Lisenen) und der Strebepfeiler.

Die Abb. 67 zeigt die Anlage eines 1/2 Stein vortretenden Eck-Wandpfeilers (Ecklisene); Abb. 68 zeigt einen 1/2 Stein vortretenden mittleren Wandpfeifer; Abb. 69 einen 1/4 Stein vor-

Digitized by Google

tretenden Eck-Wandpfeiler; Abb. 70 einen 1/4 Stein vortretenden mittlern Wandpfeiler; und Abb. 71 einen übereck stehenden Strebepfeiler.

Abb. 67.

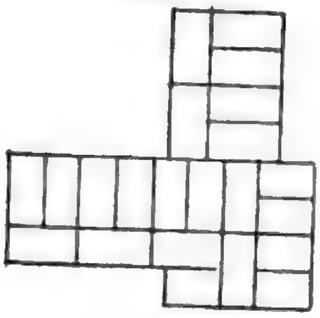


Abb. 71.

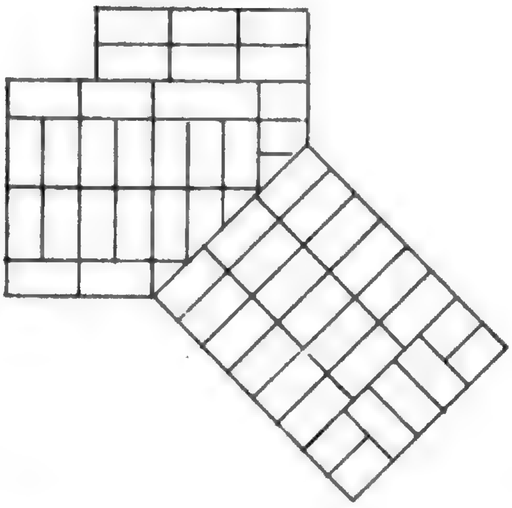


Abb. 69.

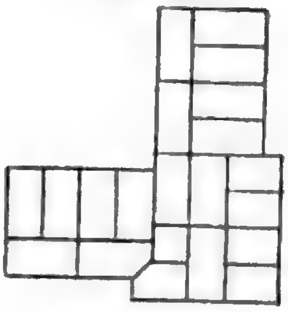


Abb. 68.

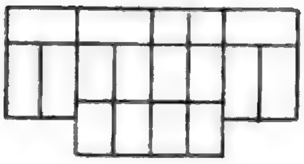
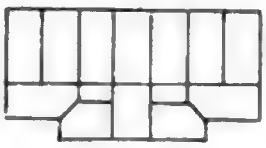


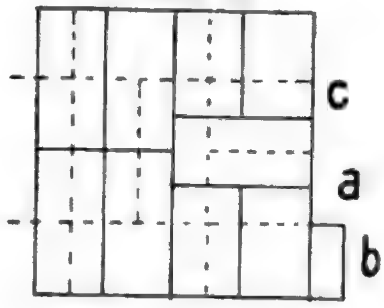
Abb. 70.



§ 53. Anlage der Thür- und Fensterecken.

Die Thür- und Fensterecken der Umfassungswände erhalten meistens einen Anschlag *a*, Abb. 72, von 1/4 Stein, gegen welchen der Blendrahmen der Thüren bezw. der Fenster zu liegen kommt. Der äussere Teil der Seitenfläche der Thür- und Fensterecken *b* heisst die äussere Leibung, und der innere Teil *c* die innere Leibung. Die Ecken werden in der Breite der äusseren Leibung oftmals mit Quadergewänden versehen, es werden aber die Ecken auch sehr häufig aus Mauerwerk hergestellt, und dann müssen dieselben verbandmässig gebildet werden. Die Breite der äusseren Leibung wird meistens 1/2 Stein oder 1 Stein angenommen. Muss die Ausführung mittelst gewöhnlicher Ziegel beschafft werden, so muss Schicht um Schicht in der Breite des Anschlages ein 1/4 Stück verwandt werden, wie vorstehende Abb. 72 zeigt, damit mit der zweiten Art der Schichten Verband gehalten werde. Diese Viertelstücke haben aber nur geringen Halt und werden daher in ersterer Zeit, solange der Mörtel leicht nachgiebig ist, heraus gestossen; deshalb ist es vorzuziehen, grössere Formziegel in Anwendung zu bringen, wie Abb. 73 zeigt. — Die innere Leibung der Thür- und Fensterecken wird entweder recht-

Abb. 72.



winklig hergestellt, oder schmiegig nach Abb. 74. Die erstere Art ist in der Ausführung einfacher, bei der zweiten Art muss eine grössere Zahl von Ziegeln zugehauen werden, oder man muss Formziegel fertigen lassen. Die schmiegischen Leibungen sind aber insofern günstiger, als sie ein weiteres Herumschlagen der Thür- und Fensterflügel gestatten, ferner das Einfallen des Lichtes weniger beschränken und ferner nach innen stumpfwinklige Kanten bilden, die dem Zerstossen besser widerstehen, als rechtwinklige Kanten. — Schlagen die Thüren stumpf vor die Mauer, so sind die Thürecken ganz ebenso anzulegen, wie gewöhnliche Mauerecken. — Die inneren Thüren der Wohngebäude u. s. w. erhalten meistens hölzerne Futter und Bekleidungen, dann bilden die Ecken der Thüröffnungen also auch gewöhnliche Mauerecken; an denselben müssen aber die zur Befestigung von Futter und Bekleidung erforderlichen Holzklötze eingemauert, oder aber hölzerne Zargen angewandt werden.

Abb. 73.

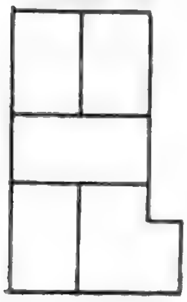
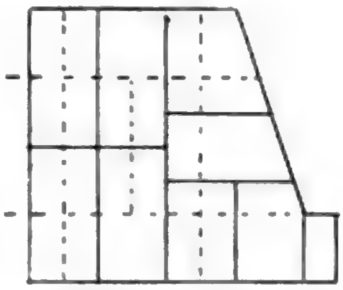


Abb. 74.



§ 54. Ziegelmauern mit Quadern.

Diejenigen Teile der Mauern, welche besonders stark vom Wetter angegriffen werden, sowie solche, welche dem Zerstossen besonders ausgesetzt sind, als Sockel, Fenstersohlbänke, vortretende Gesimse, Gebäudeecken, Pfeilerecken, Thür- und Fensterecken u. s. w. werden vielfach nicht aus Ziegeln sondern aus festen Quadersteinen hergestellt. Man wendet aber auch Quader in Verbindung mit Ziegelmauerwerk an, um ein reicheres Aussehen, einen lebhafteren

Abb. 75.

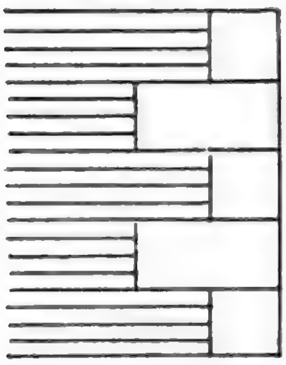


Abb. 76.

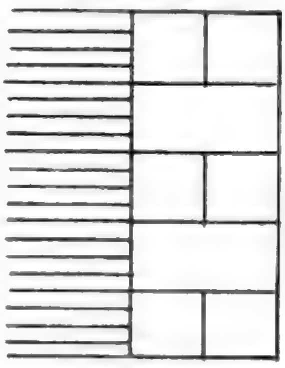
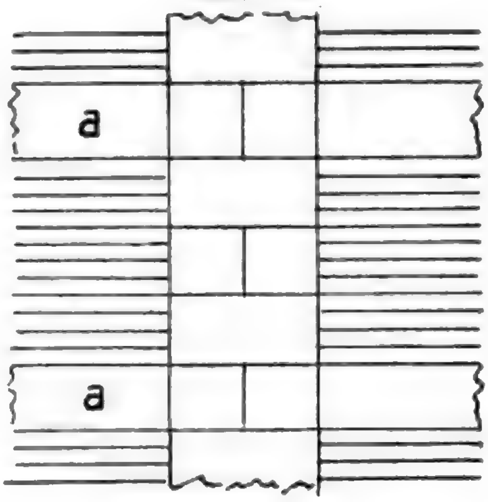


Abb. 77.



Digitized by

Farbenwechsel zu schaffen. Die Abb. 75 zeigt eine Quaderecke mit Verzahnung; Abb. 76 einen Quader-Eck-Wandpfeiler; Abb. 77 einen Quader-Mittel-Wandpfeiler, mit *a*, *a* durchlaufenden Quaderschichten. Die letztern gewähren auch eine günstige Längenverankerung, indem die Quaderstücke durch eiserne Klammern verbunden werden. Bei der Verwendung von solchem Quaderwerke müssen aber die im § 21 besprochenen Vorsichtsmaassregeln in betreff des ungleichen Setzens beachtet und bei Verwendung von porösen Sandsteinquadern muss deren Isolierung gegen das anschliessende Mauerwerk (siehe § 32) ausgeführt werden.

§ 55. Durchbrochene Mauern.

Dieselben kommen in Anwendung zur Herstellung von Einfriedigungsmauern, Brüstungsgeländern von Brücken, Terrassen, Veranden, Balkonen, sowie bei Trockenschoppen u. s. w. Es kann dabei eine grosse Mannigfaltigkeit entwickelt werden, schon bei Anwendung einfacher Ziegel, noch mehr aber unter Anwendung von Formziegeln. Zum Vermauern empfiehlt sich die Anwendung von Cementmörtel, damit bald nach der Herstellung ein höherer Festigkeitsgrad gewonnen wird.

§ 56. Runde Mauern.

Ist der Halbmesser derselben hinreichend gross, so kann man sie aus gewöhnlichen Ziegeln im Kopfverbande ausführen, wie Abb. 78 für eine 1 Stein starke Mauer zeigt. Die Fugen

Abb. 78.

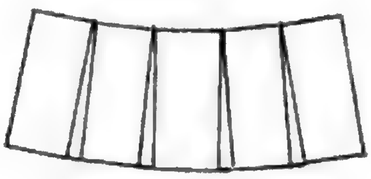
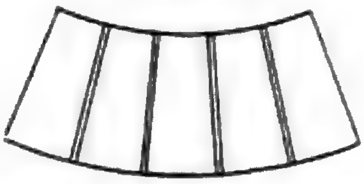


Abb. 79.



werden alsdann keilförmig und müssen an der inneren Seite möglichst beschränkt werden, damit sie an der äusseren Seite nicht zu gross werden. Bei kleinerem Halbmesser aber müssen nach Abb. 79 Formziegel angewandt werden.

§ 57. Verband von 1/4 Stein starken Mauern.

Dieselben kommen hauptsächlich vor bei Ausmauerung der Gefache schwacher Fachwerkswände. Wie Abb. 80 zeigt,

Digitized by

werden die hochkantig übereinander gestellten Ziegel so vermauert, dass die Stossfugen einer oberen Schicht mitten auf die Ziegel der darunter befindlichen Schicht treffen.

Abb. 80.

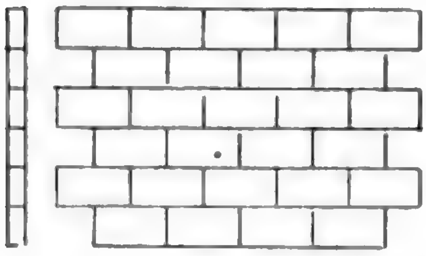
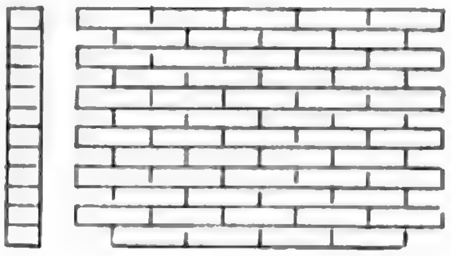


Abb. 81.



§ 58. Verband von ½ Stein starken Mauern, der sogen. Läuferverband.

Wie Abb. 81 zeigt, werden alle Schichten aus Läufern gebildet, und zwar so, dass die Fugen einer oberen Schicht mitten auf die Läufer der darunter befindlichen Schicht treffen. Dieser Verband ist nicht für stärkere Mauern als ½ Stein anwendbar. Derselbe kommt in Anwendung bei Scheidewänden von ½ Stein Stärke, bei Ausmauerung der Wandgefache, sowie bei den ½ Stein starken Wangen der Schornsteine. Wegen dieser letzteren Verwendung haben einige Schriftsteller den Verband als Schornsteinverband bezeichnet; die sonstige Verwendung ist aber viel bedeutender, und daher die Benennung „Läuferverband" angemessener und besser bezeichnend, da derselbe aus lauter Läufern besteht. Er ist der einfachste von allen Verbänden und hat daher ein sehr einfaches Aussehen. Bei Fachwerkswänden wird daher, um ein reicheres Aussehen zu schaffen, häufig ein gemusterter Verband hergestellt.

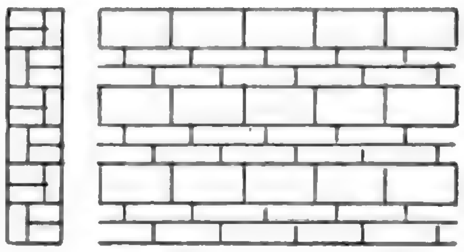
§ 59. Verband von ¾ Stein starken Mauern.

Solche Mauern können hergestellt werden aus lauter Dreiquartieren im Kopfverbande, wie bereits im § 42 angegeben ist. Dabei kann aber nur die eine Seite als Bundseite behandelt werden, die andere Seite wird nicht bündig (also uneben), da die durchgreifenden Strecker infolge ungleichen Brennens nicht genau gleiche Länge haben. Dieser Umstand ist für solche Mauern, die an der einen Seite bezw. an beiden Seiten verputzt werden, wie die Umfassungswände bezw. die Scheidewände der Gebäude, ohne Nachteil, — aber nicht zulässig für Mauern, deren beide Seiten bündig sein müssen, wie das bei Ein-

Digitized by Google

friedigungsmauern der Fall ist. Für diese Mauern muss der Verband nach Abb. 82 hergestellt werden, nach welchem hinter je zwei Läuferschichten eine Schichte aus hochkantig gestellten Ziegeln zu vermauern ist. Zu der hochkantigen Schicht müssen Formziegel beschafft werden, da die Steine dazu eine Höhe von 2 · 6½ cm + 1 cm = 14 cm haben müssen, während die gewöhnlichen Ziegel des Normalformats nur 12 cm messen. Wegen des ungleichen Setzens bei diesem Verbande ist die nötige Vorsicht geboten.

Abb. 82.



§ 60. Pfeiler- und Säulenverband.

Die Abb. 83 bis 86 zeigen den Verband für Pfeiler von 1, 1½, 2, 2½ Steine im Quadrat Stärke, unter Anwendung von Dreiquartieren. Pfeiler von 2 Stein und grösserer Stärke können auch mittelst Einquartieren hergestellt werden, indes

Abb. 83.

Abb. 84.

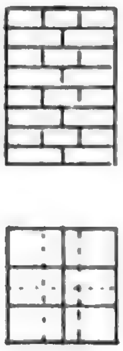


Abb. 85.

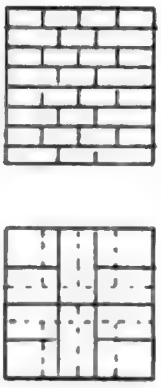
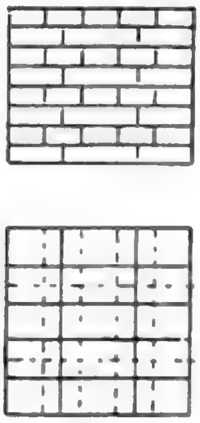


Abb. 86.



ist das unzweckmässig, weil dabei eine zu grosse Masse von Brocken und Mörtel in die Pfeiler kommen, wodurch deren Festigkeit erheblich beeinträchtigt wird.

Abb. 87.

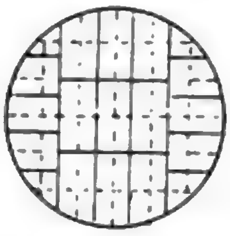


Abb. 88.

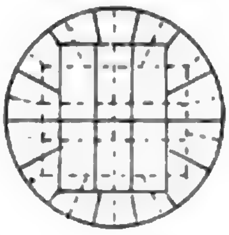
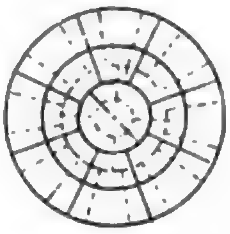


Abb. 89.



Säulen hat man früher ab und an aus gewöhnlichen Ziegeln durch Zuhauen derselben hergestellt, wie Abb. 87 zeigt. Dieses Verfahren kann nur dann in Frage kommen, wenn die Säulen

verputzt werden sollen, ist aber selbst in diesem Falle verwerflich. Das ausgedehnte Behauen der Ziegel ist kostspielig, es zerspringen dabei unvermeidlich viele Ziegel, die spitzwinkligen Kanten springen leicht ab und die kleinen Stücke haben nur geringen Halt. Es ist daher entschieden rätlich, Formziegel in Anwendung zu bringen, wie Abb. 88 und 89 zeigen.

§ 61. Hohle Mauern.

In den §§ 22, 23, 30, 31 und 33 sind die Fälle angeführt, in denen hohle Mauern in Anwendung kommen. Die Abb. 90 zeigt das Profil von $1^1/_4$ Stein starken hohlen Mauern, bestehend aus zwei Wangen von je $^1/_2$ Stein Stärke und einem Hohlraum von $^1/_4$ Stein Weite, wie solche bei Wohngebäuden, Fabrikgebäuden u. s. w. vielfach in Anwendung gekommen sind. *a* ist die äussere Wange und *b* die innere Wange. Beide Wangen müssen durch eine hinreichend grosse Zahl von Bindern *c* in Verbindung gebracht werden, um einen sicheren Zusammenhang zu schaffen, sodass die gehörige Standfähigkeit geschaffen und das Ausweichen der schwachen Wangen durch die Belastung (Eigenlast, Decken, Dach- und Nutzlast) verhindert werde. Vor jeden durchgreifendem Binder kommt nach innen $^1/_4$ Stück *d* zu liegen. Damit die durchgreifenden Binder nicht die Nässe, welche sie aussen aufgenommen haben, auf die innere Wange infolge der Haarröhrchenanziehung übertragen, muss das in die innere Wange eingreifende Ende, also auf $^1/_4$ Steinlänge, isoliert worden. Zu dem Zwecke taucht man die Enden der Binder in geschmolzenen Goudron oder in geschmolzenen präparierten Teer (Kolophonium und Teer) von solcher Beschaffenheit, dass nach dem Erkalten der isolierende Überzug hart wird, nicht schmiert. — In der äusseren Ansicht der hohlen Mauern kann angewandt werden der Kreuzverband, oder der Blockverband, oder der holländische Verband, oder eine der beiden Arten des gotischen Verbandes, sowie ein ähnlich gebildeter Verband. Die Abb. 91 zeigt den Kreuzverband, die eingreifenden Binder sind in der Zeichnung, sowie auch in den nachfolgenden Abbildungen, schraffiert; deren äussere Fläche beträgt $^1/_8$ der ganzen äusseren Mauerfläche.

Abb. 90.

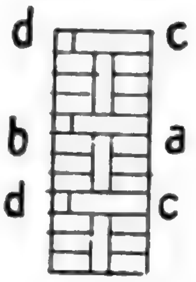
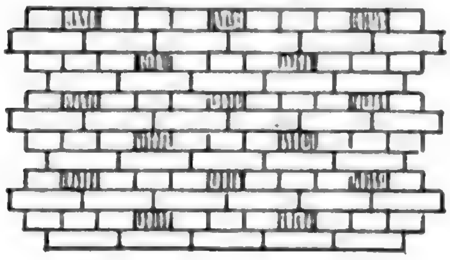


Abb. 91.



Dasselbe ist der Fall beim Blockverbande Abb. 92. Beim holländischen Verbande, Abb. 93, betragen die eingreifenden Binder $1/6$ der äusseren Mauerfläche. Bei der ersten Art des gotischen Verbandes, Abb. 94, betragen die eingreifenden Binder $1/3$ der äusseren Fläche und bei der zweiten Art des gotischen Verbandes, Abb. 95, $1/5$. — Die nicht schraffierten Köpfe der

Abb. 92.

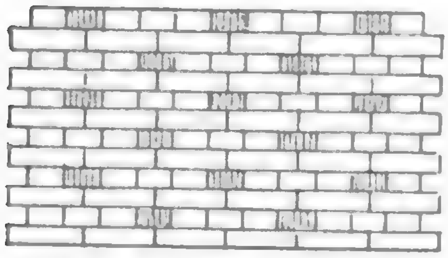
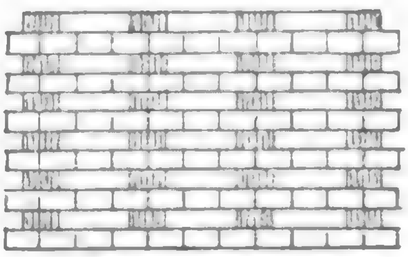


Abb. 93.



vorgenannten Abbildungen sind nur Zweiquartiere, wie Abbildung 96 im Grundrisse zeigt; das ist ungünstig, weil dieselben, ehe der Kalkmörtel hinreichend fest geworden, durch Stösse leicht verschiebbar sind. Günstiger ist daher der gotische Verband.

Abb. 94.

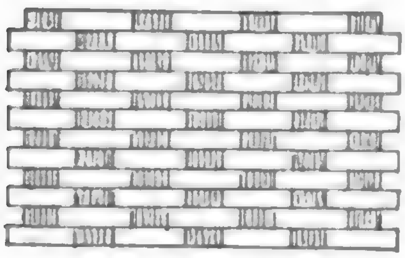
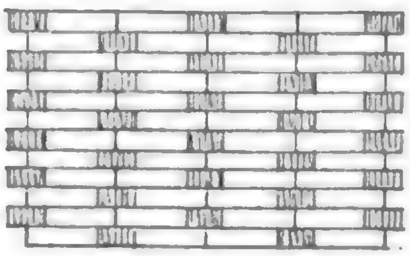
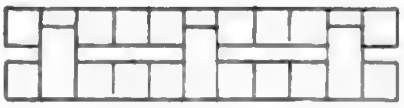


Abb. 95.



Der Kreuzverband ist übrigens bei einer grossen Zahl von Gebäuden, insbesondere bei den Wachthäusern und den zweigeschossigen Bahnwärter-Wohnhäusern der hannoverschen Eisenbahnen, angewandt und hat sich bewährt. Die zweite Art des gotischen Verbandes ist mit gutem Erfolge selbst bei herrschaftlichen Wohngebäuden mit grossen Geschosshöhen angewandt. Derselbe gewährt eine festere Verbindung beider Wangen,

Abb. 96.



als der Kreuzverband, da bei jenem die eingreifenden Binder $1/5$ der Mauerfläche betragen, während das bei diesem nur zu $1/8$ der Fall ist. Da bei der zweiten Art des gotischen Verbandes die Binder $1/5$, beim Kreuzverbande aber nur $1/8$ betragen, so ist jene Art also etwas teurer, indes ist der

Unterschied nur gering, er beträgt $^1/_5 - ^1/_8 = ^3/_{40}$, nahezu nur $^1/_{13}$, so sind die Mehrkosten nicht erheblich. — Für solche Mauern, welche sehr stark belastet sind oder einen starken seitlichen Erddruck zu erleiden haben, empfiehlt sich die erste Art des gotischen Verbandes, wobei die Binder $^1/_3$ der äusseren Fläche betragen, also eine sehr innige Verbindung beider Wangen gewonnen wird. — Bei Mauern von $1^3/_4$ Stein Stärke wird die äussere Wange 1 Stein und die innere Wange $^1/_2$ Stein stark hergestellt, wie Abb. 97 zeigt, und bei Mauern von $2^1/_4$ Stein Stärke wird jede Wange 1 Stein stark oder die äussere Wange $1^1/_2$ Stein und die innere Wange $^1/_2$ Stein stark hergestellt, wie aus Abb. 98 und Abb. 99 zu ersehen ist. Um die Decken- und Dachlast auf beide Wangen zu übertragen, muss unter jeder Balkenlage eine hinreichend grosse Zahl von Bindern in mehreren Schichten angewandt werden.

Abb. 97.

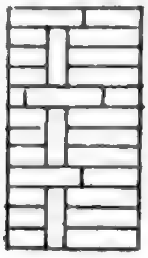


Abb. 98.

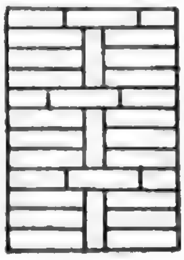
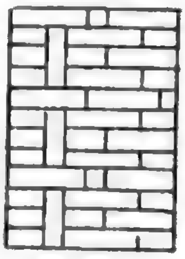


Abb. 99.



Ausser bei Wohn- u. dergl. Gebäuden werden hohle Mauern auch ausgeführt bei Eiskellern, Bier- und Weinkellern u. s. w., um das Eindringen von Wärme zu verhindern, in welchen Fällen oftmals 2 und selbst 3 Hohlräume zwischen 1 Stein starken Wangen hergestellt werden; ferner bei Feuerungsanlagen (Heizkammern der Luftheizung, Dampfkessel-Einmauerungen u. s. w.), um den Wärmeverlust zu beschränken. Bei Hohöfen und anderen Schmelzöfen werden horizontale und vertikale Luftkanäle hergestellt, um das vollständige Austrocknen zu beschaffen und dadurch das Auseinandertreiben des Mauerwerks zu verhindern.

Um bei Mauern von grosser Stärke (Thurmmauern u. s. w.) das Austrocknen des Innern derselben zu befördern und dadurch ein gleichmässiges Schwinden des Mörtels, also ein gleichmässiges Setzen zu bewirken, stellt man darin vertikale Schächte her. Es geschieht das auch in solchen Fällen, in denen man gezwungen ist, den Grundriss der Mauern grösser zu machen, als die Rücksicht auf die Tragfähigkeit erfordert, um an Mauermasse zu sparen und das Trocknen zu befördern.

Digitized by Google

§ 62. Mauern aus Hohlziegeln.

Die verschiedenen Arten der Hohlziegel, sowie die Fälle in denen sich empfiehlt, dieselben den Vollziegeln vorzuziehen, sind im § 3, Nr. 2 angeführt. Die dabei in Anwendung kommenden Verbände sind dieselben als die der Vollziegel. Die Hohlziegel werden entweder in der ganzen Mauerstärke angewandt oder nur zur Verblendung. In England sind öfter Hohlziegelmauern von 23 cm Stärke ausgeführt, wie in Abb. 6 angegeben, nämlich aus lauter Läufern gleicher Art. Bei stärkeren Mauern ist dann inmitten noch eine zweite Art von Läufern in Anwendung gebracht, in einer Reihe bezw. in mehreren Reihen, wie gleichfalls in Abb. 6 angegeben. In Deutschland sind diese Arten von Hohlziegelmauern wenig in Anwendung gekommen, da deren Preis sich höher stellt, als der der vorbesprochenen hohlen Mauern aus gewöhnlichen Ziegeln. — In England hat man häufig auch Hohlziegel aus Steingutmasse, in einer oder zwei Schichten in Cementmörtel vermauert, zur Herstellung von Isolierschichten gegen Grundfeuchtigkeit in Anwendung gebracht.

§ 63. Die Schornstein-Anlagen.

Für die Anlage der Schornsteine (Rauchröhren, Essen, Kamine, Schlote) bestehen fast allerorten bestimmte baupolizeiliche Vorschriften, welche an den betreffenden Orten befolgt werden müssen, so für die Stadt Hannover die Bauordnung vom 25. Oktober 1894. Die darin enthaltenen, hier in betracht zu ziehenden Bestimmungen sind die folgenden: Die Wangen (Wände) der gemauerten Schornsteine sind mindestens 12 cm (½ Stein) stark, ohne den Putz gemessen, anzulegen. Schornsteine von Wänden, in denen Holz sich befindet, dürfen mit dem Mauerwerk dieser Wände nicht im Verbande aufgeführt werden. Die Zungen (Zwischenwände) zwischen nebeneinander stehenden Röhren sind mindestens 12 cm (½ Stein) stark und mit den Wangen im Verbande aufzuführen. Zungen und Wangen von weniger als 25 cm Stärke dürfen zum Auflager eiserner Träger nicht benutzt werden. Die unbesteigbaren Schornsteine dürfen im Lichten bei rechteckigem Querschnitte nicht enger als 15 cm und nicht weiter als 30 cm im Gevierte und bei kreisrundem Querschnitte nicht enger als 17 cm und nicht weiter als 34 cm im Durchmesser sein. Die Weite der Schornsteine ist derart zu bemessen, dass für jeden, einmündenden Ofen 80 qcm und für jeden Küchenherd oder Waschkessel 200 qcm Querschnitt vorhanden ist. Die zu

Digitized by Google

besteigenden Schornsteine müssen im Lichten einen rechteckigen Querschnitt von mindestens 45 cm und 50 cm Seiten haben. Wird das lichte Maass über 60 cm ausgedehnt, so sind in regelmässig zu reinigenden Schornsteinen Steigeisen zur Erleichterung des Besteigens anzubringen. Solche Schornsteine dürfen innerhalb der vorbezeichneten Maasse (45 und 50 cm und 60 cm) in der Weite des Querschnitts wechseln, sofern der Übergang allmählich hergestellt wird. Die in die Schornsteine einmündenden Ofenröhren u. s. w. dürfen die ersteren nicht verengen. Kreisrunde Schornstein-Röhren müssen aus Formziegeln hergestellt werden. Gut gebrannte glasierte Thonröhren können zum Ausfüttern der Schornsteine verwandt werden. Alle Fugen der Schornsteine sind voll zu mauern. Die inneren Seiten müssen glatt abgerieben und die äusseren Seiten im Innern des Gebäudes bis unter das Dach verputzt oder mit Strohlehm überzogen, und oberhalb des Daches verputzt, abgerieben oder gefugt werden. Auf dem Dachboden sind die Aussenseiten zu weissen. Hohlräume neben Schornsteinen oder sonstigen Rauchzügen sind unstatthaft. Die Schornsteine sind möglichst senkrecht aufzuführen. Das Schleifen (Ziehen) derselben ist, wenn es in einer Mauer von hinreichender Stärke nicht geschehen kann, auf Mauern oder Bögen oder mindestens auf zwei eisernern Unterlagen von solcher Stärke und ohne Belastung der Gebälke so unterstützt auszuführen, dass eine Durchbiegung nicht eintritt. Der Neigungswinkel eines geschleiften Schornsteines gegen die Horizontale darf nicht weniger als 45^0 betragen u. s. w."

Die unbesteigbaren Schornsteine werden in Norddeutschland auch „russische Rauchröhren" oder auch „enge Schornsteine" benannt.

Abb. 100.

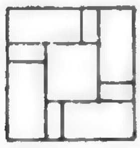


Abb. 101.

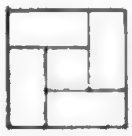


Abb. 102.

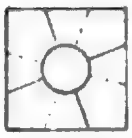
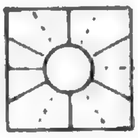


Abb. 103.



Die hauptsächlichsten der bei Anlage von Schornsteinen in Anwendung stehenden Verbände sind die folgenden: Abb. 100, freistehender, unbesteigbarer Schornstein aus gewöhnlichen Ziegeln mit Einquartieren, im Lichten 20 cm im Quadrat. — Abb. 101, desgleichen, aus einer Sorte von Formziegeln. — Abb. 102, desgleichen, ebenfalls aus einer Sorte von Formziegeln. — Abb. 103, desgleichen aus zwei Sorten Formziegeln.

Digitized by Google

— Abb. 104, desgleichen, aus einer Sorte von gelochten Formziegeln. — Abb. 105, desgleichen aus gewöhnlichen Ziegeln mit Einquartieren, ausgefüttert mit starken glasierten Thonröhren. — Bei solchen Schornsteinen, welche in höherem Maasse der Abkühlung ausgesetzt sind, wird das Aufsteigen des Rauches infolge der Abkühlung beeinträchtigt (sie ziehen schlecht), auch

Abb. 104.

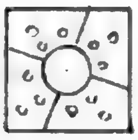


Abb. 105.

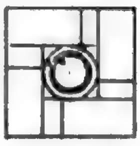


Abb. 106.

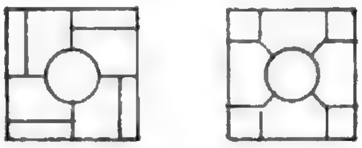
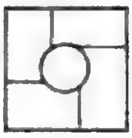


Abb. 107.



schlagen sich im Innern die Dämpfe zum Teil tropfbar flüssig nieder und die braune Flüssigkeit durchdringt die Gewandung, sodass äusserlich braune Flecken und Streifen entstehen (der Russ schlägt durch); diesem Übelstande wirken die in Abb. 104 gezeichneten Lochziegel und die in Abb. 105 gezeichneten Rohrfutter entgegen. Die Rohrfutter müssen indes reichlich stark sein; dünne Thonröhren oder Glasröhren sind unzulässig und daher auch meistens baupolizeilich verboten, da sie durch die eiserne

Abb. 108.

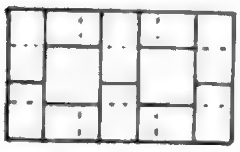


Abb. 109.

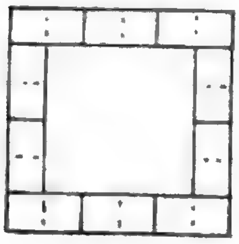


Abb. 110.

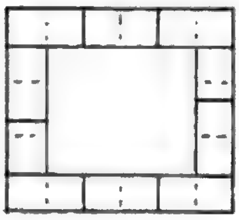
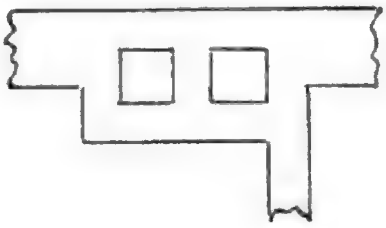


Abb. 111.



Kugel des Reinigungsbesens zerschlagen werden. — Hinsichtlich der Formziegel empfiehlt es sich, möglichst wenige Sorten erforderlich zu machen, sowie spitzwinklige Kanten und auch kleine Stücke zu vermeiden. Daher sind die in Abb. 106 und 107 dargestellten Arten verwerflich. — Abb. 108 zeigt zwei nebeneinander befindliche russische Rauchröhren, freistehend, aus gewöhnlichen Ziegeln. — Abb. 109 zeigt einen besteigbaren Schornstein, im Lichten 53 cm im Quadrat gross, freistehend. — Abb. 110 zeigt einen dergleichen Schornstein, im Lichten 53×47 cm. — Abb. 111 zeigt zwei nebeneinander liegende russische Rauchröhren mit anschliessenden Wänden. — Abb. 112 drei nebeneinander liegende russische Rauchröhren

Digitized by

mit anschliessenden Wänden. — Abb. 113 zeigt einen besteigbaren Schornstein und zwei daneben liegende russische Rauchröhren mit anschliessenden Wänden.

Die Anlegung von Schornsteinen in den Umfassungswänden der Gebäude ist möglichst zu vermeiden, einesteils wegen des ungünstigen Zuges und Durchschlagens der Russflüssigkeit in-

Abb. 112.

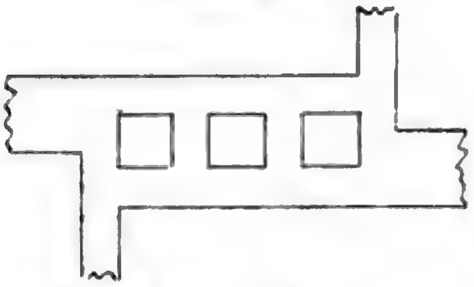
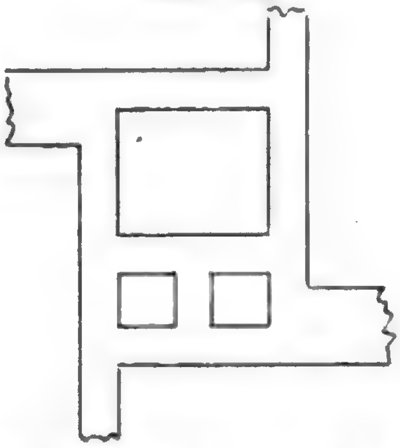
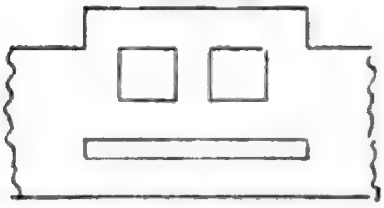


Abb. 113.



folge der starken Abkühlung und anderenteils, um die hohe Aufführung ausserhalb des Daches oder das weite Schleifen nach dem Firste des Daches hin zu vermeiden. Kann aber die ungünstige Lage nicht vermieden werden, so muss der Schornstein nach vorstehender Abb. 105 mit glasierten Thonröhren ausgefüttert, oder aber nach Abb. 114 durch eine Luftschicht gegen die allzustarke Abkühlung geschützt werden.

Abb. 114.



§ 64. Besondere Regeln für Ziegelmauerwerk.

Im Anschlusse an die, wegen der Ausführung des Mauerwerks im III. Abschnitte, §§ 5—36 angegebenen allgemeinen Regeln und Bemerkungen, ist in betreff von Ziegelmauerwerk im besondern noch folgendes anzuführen.

Die Entwurfzeichnungen der Bauwerke, sowie auch vielfach die Werkzeichnungen werden nach Metermaass, in den Hauptmaassen thunlichst abgerundet, gefertigt und mit den Metermaassen beschrieben, um die verschiedenen Berechnungen und die Veranschlagung thunlichst zu vereinfachen. Diese Maasse entsprechen nun aber meistens nicht den Ziegelmaassen, es ergiebt sich meistens bei Einteilung der Ziegelköpfe und der Schichten nach dem Normalmaasse ein Bruchteil. Sollen nun die Maassen der Zeichnungen strenge innegehalten werden, so

Digitized by Google

muss man zur Vermeidung der Bruchteile die Fugen der Köpfe und der Schichten etwas grösser oder etwas kleiner als 1 cm annehmen, sodass volle Köpfe und volle Schichten erreicht werden. Diese Änderung der Fugenstärke ist zulässig, wenn sie nur wenig beträgt, andernfalls werden einige Köpfe etwas verhauen. Vor Beginn des Mauerns ist auf den Maasslatten die Einteilung der Ziegelköpfe, und auf der Hochmaasslatte die Einteilung der Schichten aufzutragen, sowie für die Mauerstärke ein Stichmaass zu fertigen; die Ausführung des Mauerwerks ist alsdann nur darnach, nicht aber nach dem Maassstabe zu bewirken, weil bei der letzteren Art Unrichtigkeiten und Irrtümer häufig vorkommen.

Bei Ausführungen im Ziegel-Reinbau ist es entschieden rätlich, die Werkzeichnungen in den Längen nach vollen Köpfen, und in den Höhen nach vollen Schichten unter Annahme des Normalziegelformats und der Normalfugenstärke anzufertigen und darnach auch die Einteilung der Maasslatten und der Hochmaasslatten vorzunehmen, also nicht nach den Metermaassen der Entwurfzeichnungen. Diese Maassen werden dann zwar nicht genau innegehalten, aber die Abweichungen sind so geringe, dass sie in den meisten Fällen zulässig sein werden. Bei diesen Verfahren ist eine ganz streng regelmässige Anlage gesichert.

Die Ausführung der Ziegelmauern ist in der Weise zu bewirken, dass zunächst an den Ecken, und bei Mauern von grosser Länge auch noch zwischen den Ecken, kleine Mauerstücke, die sog. Schrote, als Lehren, unter Benutzung der Maasslatte, der Hochmaasslatte und des Stichmaasses hergestellt werden. Zwischen diesen Schroten wird sodann das Zwischen-Mauerwerk ausgeführt. Zu dem Zwecke wird zunächst wegen Herstellung der ersten Schicht an der Oberkante derselben von Schrot zu Schrot eine Schnur gespannt. Da diese Schnur aber bei grosser Länge sich durchschlagen und auch vom Winde aus der geraden Linie getrieben würde, so wird dieselbe in mässigen Zwischenräumen an provisorisch verlegten Steinen aufgeklemmt. Diese Schnur, nach welcher die Vermauerung erfolgt, wird so angebracht, dass sie vor der Vorderkante der Schichte frei schwebt. Es dürfen daher die zu vermauernden Steine nicht gegen die Schnur gedrängt werden („es muss Schwanung gehalten werden“), weil sonst die Schnur aus der geraden Linie verdrängt, und infolgedessen eine krumme Schichte entstehen würde. Auch darf nicht gegen die Schnur gestossen

werden, geschieht das durch Unvorsichtigkeit dennoch, so rufen die Maurer: „Schnur frei". Bei Mauern von 1½ Stein und grösserer Stärke wird auf jeder Seite der Mauer für die auszuführende Schicht eine Schnur ausgespannt. Nachdem die Steine zu beiden Seiten der Mauer nach den ausgespannten Schnüren vermauert sind, werden sodann die inneren Steine entsprechend den äussern, verlegt. Darnach wird sodann für die Herstellung der nächstfolgenden Schicht die Schnur aufgeklemmt.

Damit durch ungleiches Setzen des Mauerwerks infolge Schwinden des Mörtels nicht grössere Nachteile entstehen, soll man die Schrote nicht in grösserer Höhe, sondern vorerst nur höchstens in Rüstungshöhe (etwa 1,5 m) aufführen und sodann das Zwischenmauerwerk bis zu der gleichen Höhe herstellen. Darnach werden sodann wegen der Höherführung der Mauern aufs neue Schrote gefertigt. Denn wenn die Schrote zu grösserer Höhe hergestellt würden, so hätte der Mörtel darin bereits in stärkerem Maasse sich gesetzt, wenn das Zwischenmauerwerk dagegen gebracht wird, sodass also letzteres bei seinem Schwinden sich von dem Schrotmauerwerke abtrennen würde.

Die Schrote werden aufgeführt entweder mit Verzahnung nach Abb. 115, oder aber mit Abtreppung nach Abb. 116. Letztere Art ist vorzuziehen, weil dabei ein allmählicher Übergang des Zwischenmauerwerks und des Schrotmauerwerks bewirkt, und dadurch der Trennung beider Teile entgegengewirkt wird.

Abb. 115.

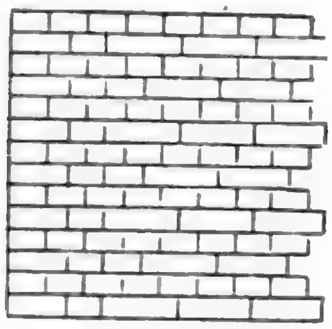
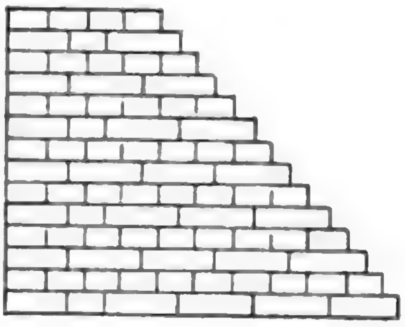


Abb. 116.



Die Ausführung des Mauerwerks ist am besten zu beschaffen, wenn die Maurer vor der Mauer stehen und somit vor Hand mauern. Um solches bei Mauern von mehr als 1 Stein Stärke zu ermöglichen, müssen beide Seiten der Mauern berüstet werden. Um aber an Rüstungskosten zu sparen, beschränkt man bei den gewöhnlichen Gebäudemauern sich darauf, nur vor der äusseren Seite der Mauern ein Gerüst, das sog. Standgerüst, herzustellen,

Digitized by Google

und von diesem Gerüste aus auch die Steine auf der Innenseite der Mauer zu verlegen. Man nennt diese Art der Ausführung: das Mauern über Hand. Hierbei können die Maurer die Arbeit nicht so regelmässig ausführen als bei dem Mauern vor Hand. Da nun aber die Innenseiten der Mauern meistens verputzt werden, so begnügt man sich mit der weniger guten Mauerung der Innenseite. Es kann aber diese Art nur bei Mauern, welche nicht über 2 Stein stark sind, gestattet werden, weil bei grösserer Stärke das Mauern über Hand zu mangelhaft wird.

Man unterscheidet das Mauern mit vollen Fugen und das Mauern mit hohlen Fugen. Das erstere wird angewandt bei Mauern, welche nicht verputzt, also im sog. Reinbau ausgeführt werden sollen; das letztere aber bei Mauern, welche verputzt werden sollen. Bei dem Mauern mit vollen Fugen wird für jeden zu verlegenden Stein eine so reichliche Mörtelmasse gegeben, dass ein Teil derselben nach aussen herausdringt; dieser herausdringende Mörtel wird mit der Kelle aufgefangen und in den Mörtelkasten geworfen, sodass er nicht verloren geht und auch die Aussenseite der Mauer nicht verunreinigt; die Fuge ist dann ganz bis zur Aussenfläche der Mauer mit Mörtel ausgefüllt. Dieser Zustand kann aber nicht belassen werden, einesteils weil der Mörtel infolge der Mangelhaftigkeit der Steinkanten sich stellenweise zu grösserer Breite als 1 cm ausdehnt und dadurch ein unsauberes Aussehen veranlasst, und anderenteils, weil der Mörtel an der Aussenfläche der Mauer bald verwittern würde.

Die Behandlung der Fugen beim Reinbau ist nun eine verschiedene. Die einfachste Art besteht darin, dass der Maurer nach Ausführung der Mauer in Rüstungshöhe, ehe der Mörtel

Abb. 117.

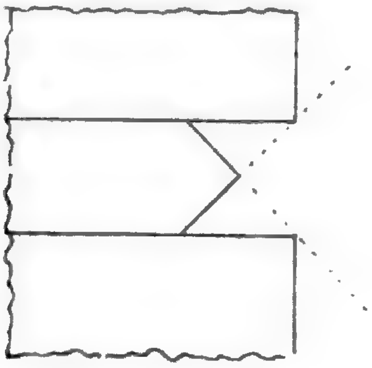
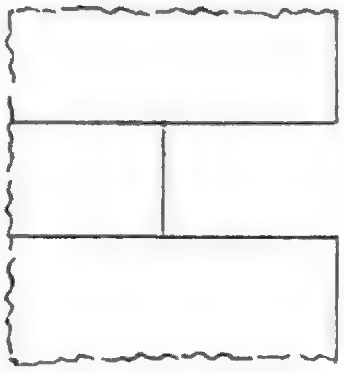


Abb. 118.



erhärtet ist, nach Abb. 117 mit der Kelle an beiden Steinkanten herschneidet und dadurch den Mörtel aus dem vorderen Teile der Fuge entfernt, sodass die vorderen Steinkanten frei werden.

Digitized by Google

Diese Art ist aber nur bei untergeordneten Bauwerken anwendbar, weil dadurch ein sauberes Aussehen nicht gewonnen wird. Um dieses zu erlangen, muss die Ausfugung mit feinerem Fugenmörtel ausgeführt werden. Zu dem Zwecke muss man vor dem Erhärten des Mauermörtels diesen bis zu einer Tiefe von $1\frac{1}{2}$ cm mittelst eines Kratzeisens aus den Fugen herauskratzen, wie Abb. 118 zeigt. Damit der herausgekratzte Mörtel nicht verloren gehe, legt man die Rüstbretter dicht vor die Mauer, schüttet denselben in die Mauerkasten und arbeitet ihn mit frischen Mörtel durch.

Die Ausfugung mittelst Fugenmörtel, oben beginnend und nach unten fortschreitend, soll man erst vornehmen, nachdem das Mauerwerk hinreichend ausgetrocknet ist, weil dadurch das Eindringen der Luft und somit die Austrocknung des Mauerwerks erheblich abgeschwächt wird. Früher wurde zur Ausfugung meistens gefärbter Kalkmörtel angewandt, bestehend aus Weisskalk, feinem Stubensand und einem braunroten Farbemittel, da die weisse Farbe der Fugen kein gutes Aussehen gewährt. Die Erfahrung hat aber ergeben, dass dieser Fugenmörtel bald verwittert. Es ist daher entschieden zweckmässiger, Cementmörtel oder besser Cement-Kalkmörtel anzuwenden. Da die Ausfugung nur langsam fortschreiten kann, so muss man langsam bindenden Cement verwenden. — Cementmörtel ohne Kalkzusatz veranlasst durch sein Ausblähen unansehnliche Ränder an den Ziegeln. Dieselben verschwinden zwar mit der Zeit, aber besser ist es, sie von vornherein zu vermeiden, und deshalb dem Cement Weisskalk zuzusetzen, wodurch ausserdem das langsamere Binden sowie Kostenersparnis erreicht wird.

Die Ausfugung wird in verschiedener Weise beschafft. Eine Art besteht darin, dass man die Fugen mit Fugenmörtel bis zur Aussenfläche verstreicht und mittelst der Fugenkelle glättet; dadurch erlangt aber das Mauerwerk kein günstiges Aussehen, da sich keine bestimmte, scharfe Kanten ergeben. Um solche zu erlangen, schneidet man mittelst des Fugenschneiders (Schneideisens) einen scharfen Einschnitt nach Abb. 119 in den noch weichen Mörtel ein, oder man schneidet mit einem

Abb. 119.

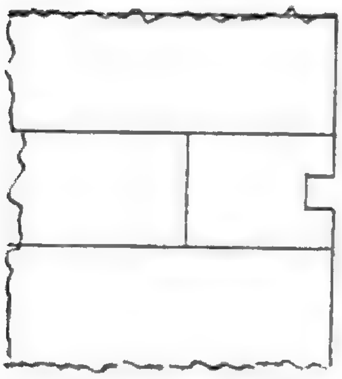
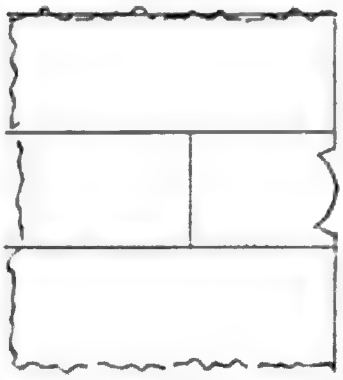
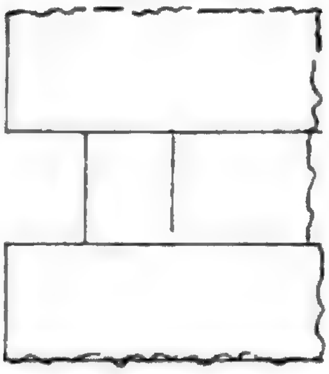


Abb. 120.



ausgerundeten Schneideisen, sodass sich nach Abb. 120 ein Rundstab bildet. Durch diese Behandlung der Fugen ergeben sich scharfe Kanten und somit ein erheblich besseres Aussehen. Aber der weit vortretende Fugenmörtel mit seinen Einschnitten ist der Verwitterung im hohen Grade ausgesetzt. — Ein anderes Verfahren besteht darin, dass die Fugen nicht bis vornhin ausgefüllt werden, sondern nach Abb. 121 um ½ bis 1 cm hohl bleiben, sodass nun die Steinkanten frei bleiben und der Fugenmörtel gegen die Verwitterung mehr geschützt ist.

Abb. 121.



Das Reinmauerwerk überstreicht man bei der Aufführung an der Aussenseite wohl mit Lehm- oder Thonmilch, um die Steine gegen herabfliessende oder gegen gespritzte Kalkteilchen zu schützen; dieser Überstrich wird vor Beginn der Ausfugung auf Rüstungshöhe abgewaschen. Ist dieses Schutzmittel nicht angewandt, so haben die Aussenseiten der Steine mehr oder weniger Kalkflecke erhalten, die mit den Steinen so innig sich verbunden haben, dass sie durch Abwaschen mit Wasser nicht fortzuschaffen sind. Man muss dann verdünnte Schwefelsäure anwenden; vielfach wird Salzsäure genommen, welche etwas billiger ist, aber deren Anwendung ist zu verwerfen, da dieselbe in den Mauermörtel eindringt und sich Chlorcalcium bildet, also ein stark hygroskopisches Salz, welches eine nachteilige Anfeuchtung des Mauerwerkes und den Mauerfrass veranlasst.

Sollen die Mauern verputzt werden, so müssen bei Aufführung derselben hohle Fugen von 1½ bis 2 cm Tiefe hergestellt werden, damit der Putzmörtel beim Anwerfen in die hohlen Fugen eindringen kann und darin seinen festen Halt erlange. Dieserhalb wird nun häufig so verfahren, dass der Maurer nach Gutdünken für das Mörtelbett so wenig Mörtel aufgiebt, dass beim Verlegen des Steines der Mörtel mindestens 1½ bis 2 cm von der Aussenfläche entfernt bleibt. Dieses Verfahren nennt man: das Mauern mit hohlen Fugen; dasselbe ist aber in hohem Grade unzweckmässig, weil dabei unvermeidlich sehr häufig viel tiefere Fugen entstehen als von 2 cm. Denn die genaue Bemessung der aufzugebenden Mörtelmasse ist unmöglich, und so wird der Maurer darauf geführt, zu wenig Mörtel aufzugeben, sodass derselbe keinen-

Digitized by Google

falls zu weit vordringe, zumal solches unter den Maurern als ein grober Fehler und Schimpf gilt. Sonach bleibt der Mörtel vielfach ganz erheblich weiter als 2 cm von der Aussenkante entfernt; dadurch wird aber die Stärke der Mauer in erheblichem Masse beeinträchtigt. Zur Vermeidung dieses Nachteiles ist es daher entschieden zweckmässiger mit vollen Fugen zu mauern, und sodann, ehe der Mörtel hart geworden, die Fugen 1½ bis 2 cm tief auszukratzen. Der ausgekratzte Mörtel wird in den Mörtelkasten zurückgeworfen, wie solches vorhin bereits bemerkt ist, sodass also bei diesem Verfahren ein Verlust von Mörtel nicht stattfindet.

Das Putzen der Mauern darf erst dann vorgenommen werden, nachdem dieselben völlig ausgetrocknet sind, weil durch zu frühes Verputzen das Austrocknen der Mauern ganz erheblich beeinträchtigt wird und dadurch grosse Nachteile entstehen. In guter Jahreszeit trocknet der Putz auf trockenen Mauern in 8 bis 14 Tagen; bleibt er länger feucht, so ist das der Beweis, dass die Mauer noch feucht ist, und dann muss der Putz wieder abgeschlagen und das Austrocknen der Mauern abgewartet oder durch Koksfeuer befördert werden. Durch Vorsetzen von Kokskörben vor den feuchten Putz ist das Übel in den meisten Fällen nicht zu heben. Zwar wird der Putz selbst durch die Einwirkung der Wärme sehr bald trocken, hört aber das Heizen auf, so wird der getrocknete Putz durch die Mauerfeuchtigkeit wieder angefeuchtet.

An den Aussenseiten solcher Ziegelmauern, welche nicht verputzt werden sollen, darf man nicht Ziegel mit behauenen Aussenseiten verwenden, weil solche sehr stark verwittern. Die vom Feuer berührte äussere Kruste der Ziegel ist der festeste Teil derselben, welcher viel weniger verwittert als die innere Ziegelmasse; das ist durch die Erfahrung unbestreitbar erwiesen. Es ist daher das in neuerer Zeit in England vielfach angewandte Verfahren, zur Herstellung von Bildwerken die vermauerten Ziegel nachträglich durch den Bildhauer bearbeiten zu lassen, entschieden zu verwerfen.

Die Zahl der Formziegel-Sorten muss man thunlichst beschränken, um grössere Unkosten und Weiterungen zu verhindern. Die Grösse derselben darf nicht zu erheblich über das Normalformat hinausgehen. Spitzwinklige Kanten an den Steinen sind möglichst zu vermeiden, weil solche leicht beschädigt werden.

Digitized by Google

§ 65. Luftziegel-Mauern.

Die an der Luft getrockneten (nicht gebrannten) Lehm- und Thonziegel sind billiger als die gebrannten Ziegel, und dieserhalb werden sie bei untergeordneten Gebäuden angewandt. Sie werden durch Wasser aufgeweicht, und daher müssen die daraus hergestellten Aussenmauern gegen den Schlagregen geschützt werden, durch eine Verkleidung von Dachziegeln, dünnen Steinplatten, Schieferplatten oder Cementplatten. Man hat die Aussenmauern von Gebäuden auch in der Art ausgeführt, dass die äusseren Läufer- und Streckerschichten aus gebrannten Ziegeln, die Hintermauerung aber aus Luftziegeln hergestellt ist. Dieses Verfahren ist aber unstatthaft; die gegenschlagende Nässe dringt durch die Verblendung hindurch und feuchtet die Hintermauerung an; auch erfolgen aus dem ungleichen Setzen der Verblendung und der Hintermauerung grosse Übelstände. Die Vermauerung der Luftziegel geschieht mit Lehmmörtel, welcher stärker schwindet als der Kalkmörtel. Der Kalkmörtel bindet an den Luftziegeln nicht. Die Luftziegel sind weniger fest als gebrannte Ziegel. Um das Zerstossen der Thür- und Fensterecken zu verhüten, führt man diese Ecken aus gebrannten Ziegeln aus oder versieht sie mit hölzernen Zargen.

Die Scheidewände der untergeordneten Gebäude können aus Luftziegeln hergestellt werden, sie dürfen aber mit den aus gebrannten Ziegeln in Kalkmörtel ausgeführten Umfassungsmauern nicht in Verband gesetzt werden, sondern man muss sie in einen Falz eingreifen lassen, sodass sie unabhängig von den Umfassungsmauern sich setzen können.

Früher hat man vielfach die Schornsteine aus Luftziegeln aufgeführt, das ist aber jetzt in den meisten Bauordnungen verboten, kommt also diese Herstellung in Frage, so muss die örtliche Bauordnung beachtet werden.

Die Anwendung von Luftziegeln ist auch wegen des Ungeziefers (Wanzen und Mäuse) bedenklich.

§ 66. Das Ziegelmauerwerk der Alten.

Die Ägypter haben das Innere der meisten Pyramiden aus Lehmsteinen (Nilziegeln) hergestellt; das Äussere derselben ist mit harten Gesteinen (Granit, Syenit u. s. w.) bekleidet. Gebrannte Ziegel sind zuerst von den Babyloniern zu den grossartigen Bauten der Semiramis und des Nebukadnezar u. s. w. angewandt, etwa 3000 Jahre v. Chr., wie Herodot berichtet und auch die

Forschungen von Layard, Taylor, Lepsius u. s. w. ergeben haben. Auch die Chaldäer, Assyrier, Phönizier und Ägypter sowie auch die Griechen haben gebrannte Ziegel angewandt. Die Römer haben in ersterer Zeit vielfach Lehmsteine, seit der Kaiserzeit aber gebrannte Ziegel in ausgedehntem Umfange an-

Abb. 122.

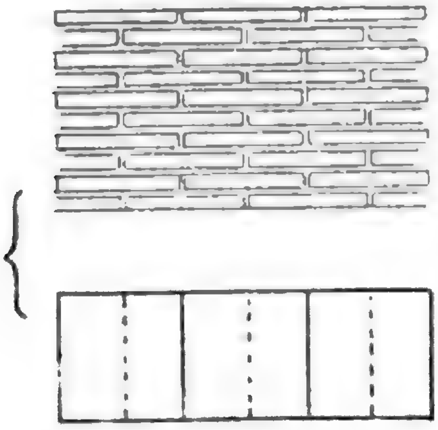
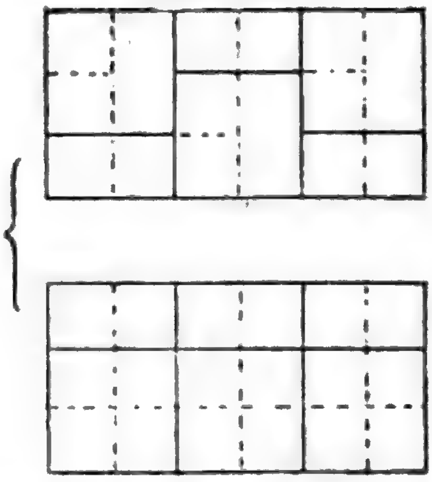


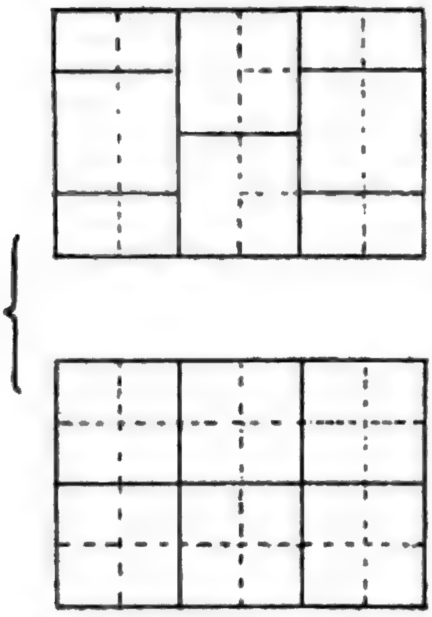
Abb. 123.



gewandt, und zwar teils im Reinbau, teils verputzt oder mit Marmor verkleidet. Wie im § 3 unter Nr. 1 angeführt, sind die altrömischen Ziegel plattenförmig:

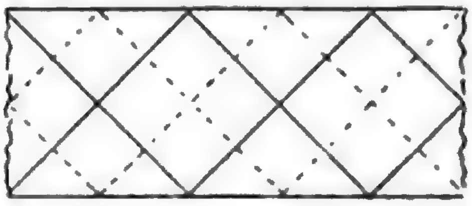
grosses	Format	59,6 × 59,6 × 5,0	cm
mittleres	„	44,7 × 44,7 × 4,5	„
kleines	„	19,9 × 19,9 × 4,0	„

Abb. 124.



Zur Herstellung des Verbandes wendete man rechteckige halbe Ziegel oder auch dreieckige Ziegel an. Die Lagerfugen sind meistens sehr stark, 3 bis 4 cm stark. Abb. 122 zeigt eine 1 Stein starke Mauer; Abb. 123 zeigt eine $1^1/_2$ Stein starke Mauer (zwei Arten); Abb. 124 eine 2 Stein starke Mauer (ebenfalls zwei Arten); Abb. 125 eine Mauer, in welcher die quadratischen Ziegel über Eck verlegt, und an beiden Seiten dreieckige Ziegel verwandt sind und Abb. 126 zeigt eine Mauer, bei welcher die beiden Seiten eine Verblendung aus dreieckigen Ziegeln haben, das Innere aber aus Füllwerk (Mörtel und Steinbrocken) besteht.

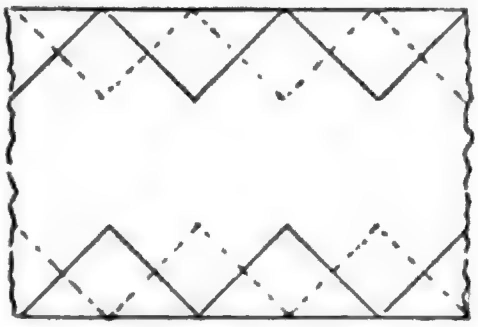
Abb. 125.



Digitized by Google

Die grossen dünnen Ziegel sind entschieden unzweckmässig; das Werfen und Reissen beim Trocknen und Brennen macht sich dabei in hohem Grade geltend. Die geringe Dicke ist zwar hinsichtlich des Trocknens und Brennens günstig, aber der Widerstand gegen das Zerbrechen zu gering. Die spitzwinkligen Ecken der dreieckigen Ziegel sind höchst unzweckmässig. Und ferner sind auch die starken Fugen von 3 bis 4 cm entschieden unzweckmässig, weil dabei ein sehr starkes Setzen stattfindet, auch unvermeidlich ein ungleiches Schwinden, infolge einer ungleichen Consistenz der starken Mörtellagen eintritt, wodurch das Zerbrechen der dünnen Ziegelplatten und dadurch die Zerstörung des Zusammenhanges veranlasst wird. Man ist daher im Mittelalter mit vollem Rechte von der altrömischen Bauweise abgegangen. Die im Mittelalter und in späterer Zeit angewandten Ziegelkonstruktionen sind vorstehend bereits ausführlich besprochen.

Abb. 126.



V. Abschnitt.

Mauern aus natürlichen Steinen.

§ 67. Mauern aus Findlingen und rauhen Bruchsteinen.

Von den Rauhsteinen sind zu unterscheiden: 1) die Findlinge (Feldsteine, Lesesteine, Gerölle, Geschiebe); 2) die Bruchsteine (in Steinbrüchen gebrochene rauhe Steine). Die ersteren finden sich im Erdboden verteilt in einzelnen Stücken (nordische Geschiebe), ferner an den Ufern und im Bette der Flüsse. Dieselben sind meistens von unregelmässiger Gestalt, mit abgerundeten Kanten und Ecken, oft mehr oder weniger kugelförmig. Die Grösse ist sehr verschieden; in Norddeutschland sind früher vielfach Stücke von 1 bis 2 m Durchmesser und selbst in noch grösseren Maassen gefunden, und auch jetzt noch werden solche grosse Stücke ab und an gefunden; meistens aber sind die Maasse erheblich geringer. Die in Flüssen und an deren Ufern sich findenden Gerölle oder Geschiebe kommen meistens in kleineren Maassen vor. Dieselben entstammen meistens den harten Felsarten (Granit, Syenit, Porphyr, Basalt u. s. w.). Die Bearbeitung ist daher sehr schwierig und kostspielig. Die rohen, rundlichen Findlinge können ohne erhebliche Bearbeitung zu Fundamenten unter Erdoberfläche verwandt werden, weil es dabei auf ebene Aussenflächen nicht ankommt. Im Mittelalter hat man die Fundamente der Kirchen, der Türme u. s. w. vielfach aus grossen Findlingen gebildet; diese grossen Stücke sind nebeneinander verlegt und die Zwischenräume mit kleineren Steinen in Kalkmörtel ausgemauert. Auch selbst die Sockel über der Erde sind vielfach in solcher Weise hergestellt. Die rundlichen Steine treten dann mehr

Digitized by Google

oder weniger aus der eigentlichen Mauerflucht vor. Im Schwarzwalde, in der Schweiz und in Tirol finden sich gleichfalls viele Sockelmauern in gleicher Art ausgeführt.

Soll das herzustellende Mauerwerk eine ebenere Aussenfläche erhalten, so müssen die grossen Stücke durch Spalten mittelst eiserner Keile oder durch Sprengen mittelst Feuersetzen oder mittelst Sprengmittel (Pulver, Schiessbaumwolle, Dynamit) oder auch durch Zerschlagen mittelst schwerer Hämmer in kleinere Stücke zerlegt werden, welche sich leichter handhaben lassen, und welche durch das Spalten ebenere Flächen erhalten haben bezw. durch Beschlagen mittelst des Schellhammers abgeebnet werden. Die ebenen Flächen kehrt man dann nach aussen, sodass eine einigermaassen ebene Aussenfläche gewonnen wird. Die nebeneinander zu vermauernden Steine sucht man so aus oder bearbeitet sie so, dass sie möglichst dicht aneinander schliessen. Die unvermeidlich sich ergebenden Zwischenräume müssen sowohl an den Aussenseiten als auch im Innern der Mauer sorgfältig verzwickt werden. An den Ecken müssen die grossen Steine verwandt werden, so bearbeitet, dass sie eine gesicherte Lage erhalten.

In gleicher Weise wird verfahren mit den von geschlossenen Felsmassen gewonnenen Bruchsteinen.

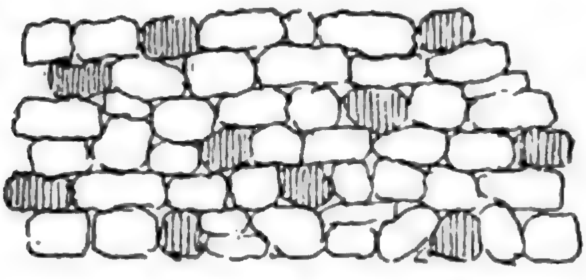
Mauerwerk aus Rauhsteinen, welche an den Aussenseiten wenig oder gar nicht bearbeitet werden, nennt man rauhes Rauhsteinmauerwerk bezw. rauhes Bruchsteinmauerwerk. An den freien Seiten der Mauern müssen die Häupter der Steine mit dem Schellhammer beschlagen werden; haben nun die Mauern nur eine freie Seite (wie Futtermauern, äussere Kellermauern unterhalb der Erdoberfläche u. s. w.), so nennt man das Mauerwerk einhäuptig; sind aber beide Seiten einer Mauer häuptig zu behandeln (wie die Umfassungs- und Scheidemauern der Gebäude, die Kellerscheidemauern u. s. w.), so nennt man das Mauerwerk zweihäuptig. — Die Lagerflächen und Stossflächen der Steine werden nur wenig beschlagen, nur die grösseren Buckel werden abgeschlagen, es ergeben sich also sehr ungleich starke Fugen; an einzelnen Stellen berühren sich die Steine, während an anderen Stellen mehr oder weniger grosse Zwischenräume entstehen; diese müssen sorgsam verzwickt werden. — Ein regelmässiger Verband lässt sich aus rauhen Steinen von unregelmässiger Gestalt nicht herstellen, aber es muss der allgemeinen Verbandregel doch insofern genügt

Digitized by Google

werden, dass weder am Äussern der Mauern, noch im Innern derselben Fuge auf Fuge fällt, und ferner, dass durch Anwendung einer genügenden Zahl langer Binder ein fester Zusammenhang geschaffen wird. Die Aussenflächen der Binder, die Köpfe derselben, müssen auf jeder Seite der Mauer etwa $1/5$, mindestens aber $1/6$ der ganzen Aussenfläche betragen. Beim Ziegelmauerwerke greifen die Binder 25 cm ins Mauerwerk hinein, sie übergreifen also die Läufer um 13 cm. Dieses Übergreifmaass ist aber bei Rauhsteinmauerwerk längst nicht genügend, es müssen hierbei die Binder 50 bis 70 cm ins Mauerwerk hineingreifen, um einen genügenden Zusammenhang und dadurch Sicherung gegen das Auseinanderweichen, das Spalten des Mauerwerks, zu erlangen. Beim Ziegelmauerwerke im Block- und im Kreuzverbande betragen die Binder $1/2$ der Aussenfläche, durch diese grosse Zahl der Binder und durch die regelmässige Form der Steine wird dabei durch das Übergreifen der Binder von 13 cm doch genügender Zusammenhang geschaffen, bei Rauhsteinmauerwerk ist das nicht der Fall. Hat man schichtenmässiges Bruchsteinmauerwerk, so kann dabei auch, ähnlich wie beim Ziegelmauerwerke verfahren werden, dass regelmässig Läuferschichten und Binderschichten abwechseln, so dass dann die letztere $1/2$ der Aussenfläche ausmachen, aber auch in diesem Falle müssen die Binder mindestens 20 cm die Läufer übergreifen.

Die Umfassungsmauern von Gebäuden aus rauhen Bruchsteinen von unregelmässiger Gestalt dürfen nicht schwächer als 55 bis 60 cm hergestellt werden. Bei solchen Mauern empfiehlt es sich, möglichst viele durchgreifende Binder anzuwenden, welche durch die ganze Mauerstärke hindurchgreifen. Die Abb. 127 zeigt einen Teil der Ansicht einer Mauer aus unregelmässigen Bruchsteinen; darin sind die Binder schraffiert. Die Römer nannten solches Mauerwerk opus incertum (unbestimmtes Werk). Das Aussehen desselben ist keineswegs ein unschönes, im Gegenteil ist die Ansicht, wenn regelrecht ausgeführt, durch die ungezwungene, natürliche, malerische Behandlung von günstiger ansprechender Wirkung.

Abb. 127.



Die regelrechte Herstellung dieses Mauerwerkes ist mühsam und schwierig und nur durch geübte, tüchtige Maurer, sowie

Digitized by

durch eine sehr strenge, unausgesetzte Überwachung der Bauführung zu erreichen. Im nördlichen Deutschland, aber auch in anderen Gegenden ist im Laufe der Zeit der Ziegelbau fast zur ausschliesslichen Regel geworden; dadurch sind die Maurer verwöhnt, sie haben keine Gelegenheit, im Bruchsteinbau Übung zu erlangen. In hiesiger Gegend wurden früher wenigstens noch die Fundamente und die Kellermauern aus Bruchsteinen hergestellt, aber das hat seit längeren Jahren aufgehört, auch diese werden jetzt allgemein aus Ziegeln gefertigt. Will man in solchen Gegenden Bruchsteinmauerwerk ausführen, so ist es unerlässlich, aus Gegenden, in denen der Bruchsteinbau noch in grösserem Umfange angewandt wird, geübte, tüchtige Maurer heranzuziehen um eine regelrechte Ausführung zu erlangen. Aber auch dann ist eine strenge Überwachung der Bauführung geboten. Die Maurer sind gar leicht geneigt, sich die beschwerliche Arbeit zu erleichtern, sie stellen daher gewöhnlich zu wenige Binder her, meistens nur Läufer zu beiden Seiten der Mauer, sodass ein fester Zusammenhang nicht vorhanden ist; sie suchen auch aus dem Steinvorrate nicht sorgfältig solche Steine aus, welche an die Nachbarsteine möglichst dicht anschliessen, oder unterlassen das Beschlagen der Lager- und Stossflächen zur Herstellung eines dichten Anschlusses, sodass also übermässig grosse Zwischenräume entstehen, besonders im Innern des Mauerwerkes. Das Innere wird häufig in der leichtfertigsten Weise, aus einem Übermaass von Mörtel und kleinen Steinbrocken nach Art des sogen. Füllwerkes von der Hand geschlagen. Ferner unterlassen sie die so ganz unerlässliche sorgfältige Verzwickung, sodass die grösseren Steine keinen sicheren Halt erhalten. Im Innern der Mauern finden sich häufig grosse Mörtelnester, ja selbst ganz hohle Räume. Der Kalkmörtel ist lange Zeit hindurch weich, er gewährt also in grösserer Masse während der Bauzeit keine sichere Unterstützung der Steine. Diese muss daher durch eine sorgfältige, ausgedehnte Verzwickung geschaffen werden; das ist durchaus geboten. Es genügt nicht, die Steine nur durch einige wenige Zwicker notdürftig zu unterstützen, um das Verdrehen der Steine, das sogen. Schwimmen im Mörtel zu verhindern, sondern es muss eine möglichst grosse Zahl von Zwickern angewandt werden, und zwar nicht nur an den äusseren Rändern der grösseren Steine, sondern die Zwicker müssen auch in thunlichst grosser Zahl unter die Unterlagerflächen in den weichen Mörtel gedrückt bezw. hineingeschlagen

Digitized by Google

werden, damit möglichst viele feste Unterstützungen durch Steine erlangt werden und sonach der Druck nicht auf einige wenige kleine Flächen wirke, da in diesem Falle die wenigen Zwicker zerdrückt würden. Die Maurer halten eine solch sorgfältige ausgedehnte Verzwickung nicht für erforderlich und die Unterstützung durch den Kalkmörtel für genügend; sie überschätzen die Tragfähigkeit des frischen Kalkmörtels und führen zur Rechtfertigung das unter ihnen gebräuchlich gewordene Sprichwort an: „der Kalch ist ja doch kein Hundsvot nicht". — Es muss aber wiederholt hervorgehoben werden, dass der Kalkmörtel erst nach langen Jahren einen höheren Grad der Festigkeit erlangt, dass er aber in der ersteren Zeit keinen grösseren Widerstand gegen Druck leisten kann und stark schwindet. — Die von der technischen Versuchsanstanlt zu Berlin angestellten Versuche (2. Jahrg. 1884) haben als Zerdrückungsgewicht ergeben:

Ziegelmauerwerk aus Herzfelder Ziegeln in Mörtel aus 1 Teil Kalk, 2 Teilen Sand, 3 Monat alt. . . . 73—83 kg/qcm und der Kalkmörtel für sich . . . . 12,5 „

Daraus ergiebt sich, dass ein sehr grosser Unterschied besteht zwischen einer dünnen Mörtellage von nur 1 cm Stärke zwischen porösen Steinen, — und einer grösseren Kalkmörtelmasse für sich, also auch zwischen dichten Gesteinen (Granit, Syemit, Basalt, Kalkstein u. s. w.) welche dem Mörtel nur sehr wenig Wasser entziehen. Danach ist es auch erklärlich, dass als zulässige Beanspruchung auf Druck für Kalksteinmauerwerk und desgl. in Kalkmörtel nur 5 kg/qcm hat angesetzt werden können, und zwar nur unter der Bedingung einer regelrechten Verzwickung.

Das Verhalten des Bruchsteinmauerwerks ist erheblich ungünstiger als das des Ziegelmauerwerks; hierbei sind durch die ganze Mauer hindurch gleich starke Lagerfugen von nur 1 cm vorhanden, während beim Bruchsteinmauerwerke die Fugen sehr ungleichmässig und zum Teil sehr erheblich stärker sind; und ferner kommt dem Ziegelmauerwerke der Umstand zu statten, dass die porösen Ziegel dem Mörtel gleich beim Vermauern ein erhebliches Maass von Wasser entziehen, wodurch der Mörtel sogleich an Festigkeit gewinnt, was bei dichten Gesteinen nicht der Fall ist. Es herrscht unter den Bauleuten vielseitig die Ansicht, dass das Mauerwerk aus den festen, dichten Gesteinen von vornherein einen höheren Festigkeitsgrad habe als Mauerwerk aus Ziegeln, Sandstein u. s. w.

Digitized by Google

Diese Ansicht ist aber eine durchaus irrige. In späterer Zeit, nachdem der Mörtel einen höheren Grad der Festigkeit erlangt hat, ist die Festigkeit allerdings eine grössere, aber nicht in der ersteren Zeit. Hierauf kommt es aber bei Ausführung von Bauten zunächst an. Die Belastung darf nicht grösser sein, als das Mauerwerk bis zur Vollendung der Bauten sicher zu tragen vermag. Der später eintretende höhere Festigkeitsgrad gewährt dann den Vortheil der grösseren Dauerhaftigkeit.

Der Kalkmörtel für Rauhsteinmauerwerk muss magerer und dickflüssiger sein als für Ziegelmauerwerk; das Verhältnis ist anzunehmen: 1 Maassteil Weisskalk und 3 bis $3\frac{1}{2}$ Maassteile Sand. Die Masse des Mörtels im Rauhsteinmauerwerke darf nicht mehr betragen als $\frac{1}{3\frac{1}{2}}$ des kubischen Inhaltes des Mauerwerkes; ist die Masse grösser, so ist das ein Beweis, dass unzulässig grosse Fugen, ungenügende Verzwickung oder Mörtelnester vorhanden sind.

Bei Regenwetter muss das Rauhsteinmauerwerk abgedeckt werden, um zu verhüten, dass ein Teil des Mörtels fortgewaschen werde, wodurch hohle Räume im Mauerwerke und eine Verunreinigung desselben durch den daran herabfliessenden dünnflüssigen Mörtel veranlasst werde.

Um eine regelrechte Ausführung des Rauhsteinmauerwerks zu erlangen, muss, wie bereits vorhin bemerkt ist, seitens der Bauführung unausgesetzt eine strenge Überwachung geübt werden; der Bauführer muss daher jede Schicht prüfen, zunächst ermitteln, ob Binder in genügender Zahl angewandt sind; sodann muss er auf die grösseren Steine sich stellen und seinen Körper hin und her bewegen, um zu ermitteln, ob die Steine festliegen; ab und an muss er auch einen grösseren Stein aufkanten lassen, um zu ersehen, ob die Verzwickung in genügender Weise ausgeführt ist; ferner muss er durch Einstossen mit einem Eisenstabe untersuchen, ob die Zwischenräume ordnungsmässig mit Steinen ausgemauert, also grössere Mörtelnester nicht vorhanden sind.

Aus dem Vorstehenden ergiebt sich, dass die Ausführung von Rauhsteinmauerwerk in Kalkmörtel sehr schwierig, und bei starker Belastung mit grossen Gefahren verknüpft ist. Ganz erheblich sicherer ist die Ausführung in hydraulischem Mörtel oder in Cementmörtel bezw. Cement-Kalk-Mörtel. Diese Mörtel binden rasch und verbinden daher die Steine schon bald nach dem Vermauern in sicherer Weise, und

Digitized by Google

daher sind sie bei wichtigen Bauwerken und bei schneller Ausführung entschieden dem Kalkmörtel vorzuziehen. Die Alten haben zwar hohe Türme u. s. w. aus Rauhsteinen in Kalkmörtel ausgeführt, das ist aber langsam geschehen, nicht in solch eiliger Weise, wie jetzt meistens gefordert wird.

Die Zwicker müssen aus harten Steinen hergestellt werden, damit sie beim Eintreiben nicht durch kräftige Hammerschläge zerpulvert werden. Daher sind weiche Sandsteine und Ziegelstücke nicht dazu geeignet, wohl aber fester Kalkstein u. s. w. Die Zwicker müssen schlanke Keile bilden, wie Abb. 128 zeigt, sie dürfen nicht kulpig sein, wie Abb. 129 zeigt. Die letzteren gewähren keine sichere Unterstützung und frieren am Äusseren bald heraus, sodass eine öftere Erneuerung der Verzwickung erforderlich ist, damit die Mauern nicht ein ruinenhaftes Aussehen behalten und der

Abb. 128.

Abb. 129.

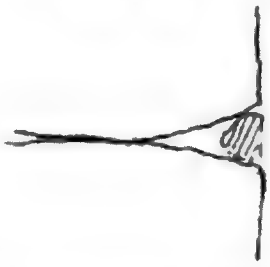
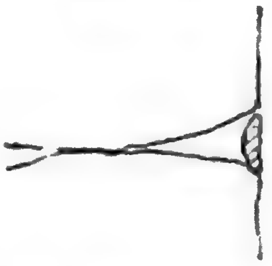


Abb. 130.



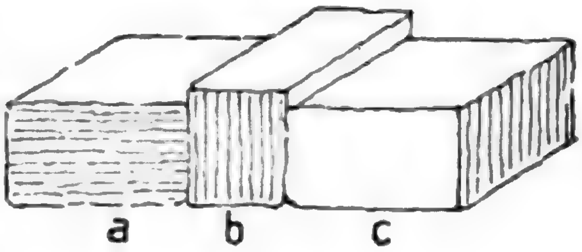
Verwitterung nicht in hohem Grade ausgesetzt sind. In neuerer Zeit ist die Behandlung der äusseren Fugen vielfach in der Art ausgeführt, dass man in den Fugenmörtel einfach flache Steinstückchen nach Abb. 130 eindrückt. Diese Art entspricht nicht der guten alten Regel: „dass die Zwicker schlank sein sollen“ —, damit sie tief ins Mauerwerk hineingreifen und dadurch festen Halt erlangen; es ist jene Art entschieden verwerflich, sie entspricht nicht einer verständigen Konstruktion, sondern bildet eine unhaltbare Dekoration, da die angeklebten Steinstückchen bald durch den Frost gelockert werden und herabfallen. Zum Fugenmörtel ist Kalkmörtel seiner geringen Widerstandsfähigkeit gegen Verwitterung halber unzweckmässig und daher hydraulischer Mörtel oder Cement-Kalkmörtel anzuwenden.

Die Bruchsteine von den weniger harten Steinarten (Sandstein, Kalkstein u. s. w.) müssen auf dem Lager liegend verwandt werden, wie Abb. 131 bei *a* zeigt, sie dürfen nicht auf den Spalt (Kopf) gestellt werden, wie *b*, weil sie sonst leicht spalten und geringeren Widerstand gegen Druck haben. Keinen-

Digitized by Google

falls dürfen sie so vermauert werden, wie *c* zeigt, dass die Schichtung parallel zur Aussenfläche kommt, weil in diesem Falle die Lamellen abfrieren. Die Maurer sind sehr geneigt, diese letztere Art auszuführen, da die geschichteten Steine eine ebene Lagerfläche haben und so die Bearbeitung erspart wird. Dieser heillose, schwindelhafte Missbrauch muss durch die Bauführung ganz entschieden verhindert werden. Ausser dem vorstehend angeführten, dagegen sprechendem Grunde ist auch weiter noch dagegen anzuführen, dass so gesetzte Steine dem Mauerwerke ein sehr ungünstiges Aussehen geben, da die unbearbeiteten Lagerflächen eine entschieden andere Farbe haben als die bearbeiteten regelrecht vermauerten Steine, wodurch ein widerwärtiges scheckiges Aussehen veranlasst wird. — Bei den harten Gesteinsarten (Granit, Syenit, Porphyr, Basalt u. s. w.) kann von dieser Regel abgesehen werden. — Die Lagerflächen der Kalksteine und Sandsteine haben vielfach auch eine Thonkruste; dieselbe verwittert aussen sehr bald; im Innern der Mauern darf sie aber auch nicht belassen werden, weil der Mörtel nicht daran bindet und weil die Thonmasse durch die Anfeuchtung aufgeweicht wird, sonach also gegen Druck keinen Widerstand leistet.

Abb. 131.



Das Vermauern der Bruchsteine (Kalksteine, Sandsteine u.s.w.) zu Gebäudemauern darf erst geschehen, nachdem die Bergfeuchtigkeit ausgetrocknet ist, da das Austrocknen nach dem Vermauern sich sehr verzögert, ja wohl ganz unterbleibt.

Von einigen Baumeistern ist vorgeschlagen und empfohlen, das Rauhsteinmauerwerk aus unregelmässigen Steinen je in Höhen von 1,0 bis 1,5 m horizontal abzugleichen, um dadurch wieder ein horizontales Lager zu gewinnen und dadurch eine grössere Festigkeit zu erreichen. Diese Ansicht ist indes als eine irrige zu erachten; es würde zur Herstellung jener Horizontalebenen eine Abgleichung der Vertiefungen zwischen den grösseren Steinen aus kleinen Steinstücken und Mörtel hergestellt werden müssen, wodurch eine verhältnismässig grosse Masse kleinerer Steine und Mörtel ins Mauerwerk käme, dadurch würde aber die Festigkeit des Mauerwerkes beeinträchtigt werden; auch würde das Aussehen desselben verschlechtert werden, da die Gleichmässigkeit der äusseren Ansicht dadurch

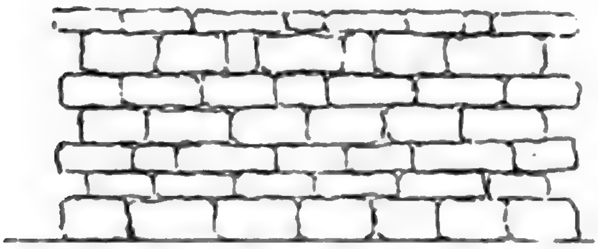
Digitized by Google

aufgehoben und der Eindruck hervorgerufen würde, als wäre das Mauerwerk zu verschiedenen Zeiten absatzweise ausgeführt. Die fraglichen horizontalen Abgleichungen haben nur dann eine Berechtigung, wenn in dem Rauhsteinmauerwerke durchlaufende Quader- oder Ziegelschichten in Anwendung kommen, wie nachfolgend näher angegeben ist.

§ 68. Mauern aus geschichteten Bruchsteinen.

Die Kalksteine, Sandsteine u. s. w. kommen häufig in den Felsbänken zerklüftet in parallelen Schichten vor, welche durch dünne Thonlagen derart voneinander getrennt sind, dass sie sich sehr leicht, oftmals schon mittelst einer Hacke gewinnen lassen. Diese Bruchsteine haben ebene, parallele Lagerflächen, man nennt sie daher lagerhafte oder geschichtete oder schichtmässige Bruchsteine. Die Schichtstärke ist meistens verschieden, aber jede Schichte hat meistens durchweg gleiche Stärke. Aus solchen Steinen ist die Ausführung von Mauerwerk erheblich besser zu beschaffen als aus rauhen, unregelmässigen Bruchsteinen; es lassen sich daraus, wie Abb. 132 zeigt, horizontale Schichten herstellen mit äusserlich ziemlich gleich starken Fugen, also ohne erhebliche Verzwickung. Die Schichthöhen sind verschieden, aber jede Schicht lässt sich meistens in ihrer Stärke durch die ganze Mauerlänge hindurch führen. Auch die Lagerfugen im Innern des Mauerwerks können meistens in mässiger und ziemlich gleichmässiger Stärke mit geringer Verzwickung gehalten werden, sodass also das Setzen gleichmässiger und geringer ist als bei Mauerwerk aus unregelmässigen Steinen. Das Mauerwerk aus lagerhaften Bruchsteinen kann auch in geringerer Stärke als aus unregelmässigen Rauhsteinen ausgeführt werden, jenes lässt sich schon in der Stärke von 45 cm herstellen. Im übrigen gelten auch hier dieselben, vorhin für Mauerwerk aus unregelmässigen Rauhsteinen angegebenen Regeln, hinsichtlich der Binder, der Verzwickung und der Ausfugung.

Abb. 132.



§ 69. Rauhsteinmauerwerk mit Ecken aus Quadern oder Ziegeln.

Bei Ausführung von Rauhsteinmauerwerk, besonders aus harten und unregelmässigen Steinen, ist die Herstellung der

Digitized by Google

Ecken besonders schwierig, weil dabei eine weitergehende Bearbeitung der Steine notwendig ist, um eine gesicherte Lage der Ecksteine zu erlangen. Man stellt daher oftmals die Ecken aus Quadern oder aus quadermässig bearbeiteten Bruchsteinen her, wie Abb. 133 und Abb. 134 zeigen, — oder auch aus Ziegeln, wie Abb. 135, Abb. 135a und Abb. 136 zeigen. Kommen ausser Eckpfeilern auch mittlere Wandpfeiler vor, so werden diese dann in gleicher Weise wie die Eckpfeiler behandelt. Durch die Ungleichheit der Ecken und des übrigen Mauerwerkes wird ein ungleiches Setzen veranlasst, es müssen also die in dieser Hinsicht gebotenen Maassregeln angewandt werden.

Abb. 133.

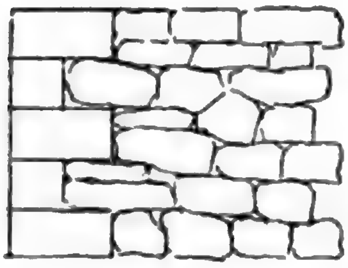


Abb. 134.

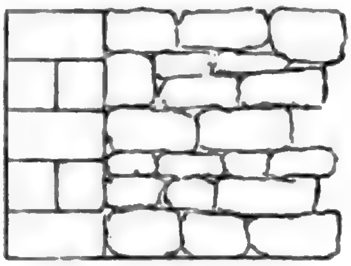


Abb. 135.

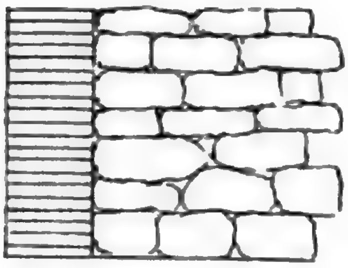


Abb. 135a.

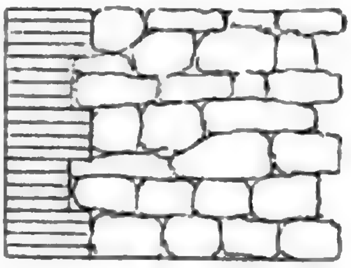
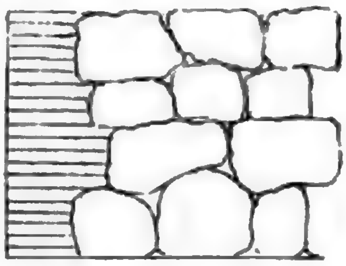


Abb. 136.



§ 70. Rauhsteinmauerwerk mit Schichten von Quadern oder Ziegeln.

Um bei Rauhsteinmauerwerk ein regelmässigeres Aussehen zu schaffen und in demselben einen höheren Grad der Festigkeit herzustellen, wendet man in Höhen-Entfernungen von 1—1½ m eine durchlaufende Schicht Quadern oder von quadermässig

Abb. 137.

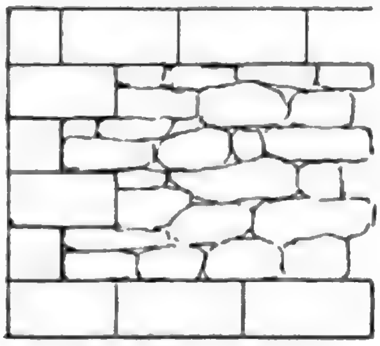
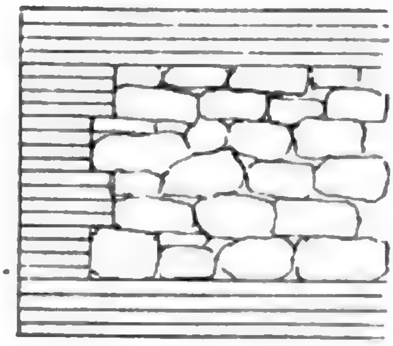


Abb. 138.



bearbeiteten Bruchsteinen oder Bänder von einigen Ziegelschichten an, wie Abb. 137 und Abb. 138 zeigen. Eine solche Behandlung ist schon von den Römern angewandt; sie nannten solches Werk opus mixtum.

§ 71. Rauhsteinmauerwerk mit Verblendung aus natürlichen Steinen oder Ziegeln.

In England ist mehrfach bei Kirchen, Landhäusern u. s. w. eine Verblendung des Rauhsteinmauerwerks in Anwendung gebracht aus hartem Gestein (Granit, Syenit u. s. w.), zerlegt in kleine Stücke von etwa 8—15 cm Seiten. Diese Stücke sind mit ihrer ebenen Spaltseite nach aussen gekehrt und mit dichtschliessenden Fugen mosaikartig nebeneinander vermauert; die Ecken, sowie durchlaufende Schichten sind aus Quadern hergestellt, wie Abb. 139 zeigt. Diese Verblendung gewährt ein

Abb. 139.

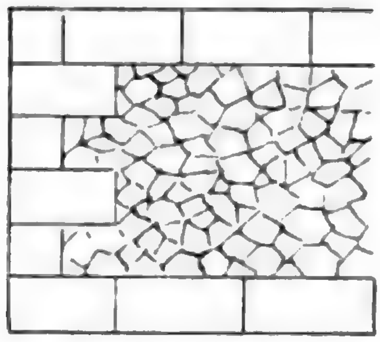
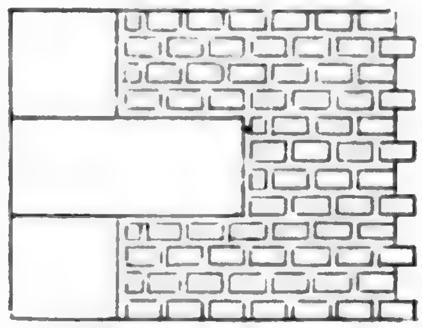


Abb. 140.



schönes, solides Aussehen, und sie widersteht der Verwitterung in hohem Grade, da nach aussen keine grossen Fugen und keine Zwicker vorhanden sind.

Soll eine derartige Verblendung gleichzeitig mit der Hintermauerung, beide in Kalkmörtel ausgeführt werden, so muss die Ausführung sehr langsam geschehen, um Unheil durch ungleiches Setzen zu verhüten, andernfalls muss schnellbindender (hydraulischer Mörtel oder Cement-Kalkmörtel) angewandt werden; oder es muss zunächst die Hintermauerung für sich in Kalkmörtel aufgeführt und nach deren völligem Setzen die Verblendung in schnellbindendem Mörtel hergestellt werden.

Die Römer haben verschiedene Verblendungen von Rauhsteinmauerwerk sowie auch von Füllwerk in Anwendung gebracht, und zwar Beides in Puzzolanmörtel. Abb. 140 zeigt eine Verblendung aus regelmässig bearbeiteten Tuffsteinen, etwa 8—9 cm äussere Seiten, und 15—18 cm tief, in Höhen-Entfernungen

Digitized by Google

von 1—1½ m mit Quader- oder Ziegelschichten; Abb. 141 das netzförmige Werk (opus reticulatum) aus Tuffsteinen, welches in der Kaiserzeit sehr beliebt gewesen ist, z. B. angewandt bei der Villa Hadriana; Abb. 142, das ährenförmige Werk (opus spicatum) aus Ziegeln.

Abb. 141.

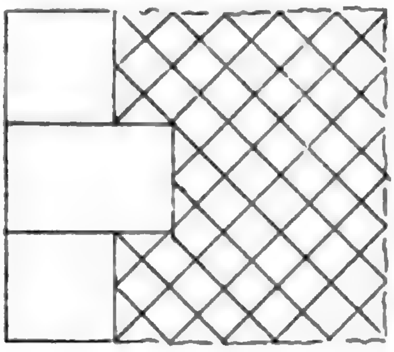
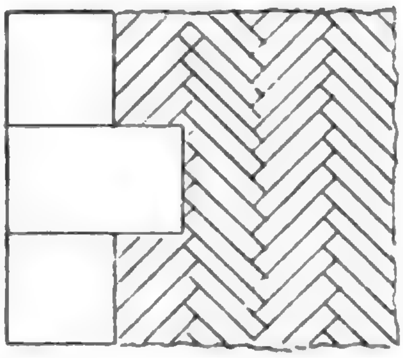


Abb. 142.



§ 72. Quaderartiges Bruchsteinmauerwerk.

Dabei werden die nach aussen gekehrten Steine regelmässig (quadermässig) bearbeitet und horizontale, durchlaufende Schichten mit Fugen von etwa ½ cm gleicher Stärke, ohne Zwicker, hergestellt. Die Schichten haben verschiedene Höhe entsprechend den Stärken, welche die gebrochenen Steine haben, sodass also ein grösserer Steinverlust vermieden wird, welcher sich ergeben würde, wenn man die Schichthöhen so herstellen wollte, wie es bei Quaderwerk geschieht. Auch die Längen der Steine werden nicht wie bei Quaderwerk nach einem festen Gesetze hergestellt, sondern so, dass möglichst wenig Abfall entsteht. Der Verbandregel wird nur insoweit Rechnung getragen, dass die Steine genügend Verband halten; es werden also die Stossfugen nicht nach einer strengen Regel wie bei Quaderwerk hergestellt. Ein solches Mauerwerk hat also nicht die strenge Regelmässigkeit als wirkliches Quaderwerk, aber es gewährt dennoch ein sehr günstiges, dem wirklichen Quaderwerke ähnliches Aussehen, bei einem erheblich billigeren Preise. Die Abb. 143 zeigt solches Mauerwerk. Da die äusseren Fugen nur geringe Stärke haben und daselbst keine Zwicker in Anwendung kommen, so ist die Dauerhaftigkeit erheblich grösser, als die des gewöhnlichen Bruchsteinmauerwerks. Die Lagerflächen und Stossflächen werden meistens unterm Winkel bearbeitet, um das Versetzen zu erleichtern und um an Bearbeitungskosten zu sparen; denn wollte man parallele, ebene Lager- und Stossflächen herstellen, so würden dadurch erhebliche Mehrkosten erwachsen. Bei stark belasteten Mauerwerken ist das zwar

Digitized by Google

geboten, aber bei gewöhnlicheren Bauten genügt die billigere Bearbeitung der Lager- und Stossflächen, rauh und unterm Winkel. Es ergeben sich alsdann aber nach innen keilförmige Fugen, und es müssen dieselben sorgfältig verzwickt werden, und zwar nicht nur am Rande, sondern auch unter der ganzen Lagerfläche, um das Abplatzen der äusseren Kanten zu verhüten. Die Hintermauerung wird meistens aus rauhen Bruchsteinen oder aber auch aus Ziegeln hergestellt. Es muss ein guter Verband zwischen der quaderartigen Verblendung und der Hintermauerung durch hinreichende Binder geschaffen werden.

Abb. 143.

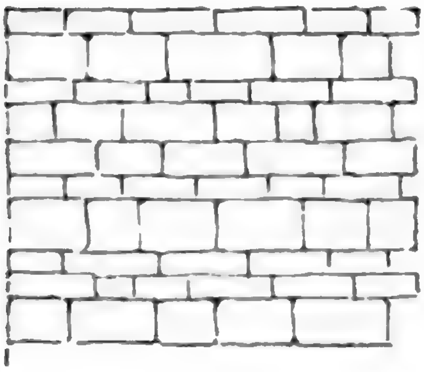
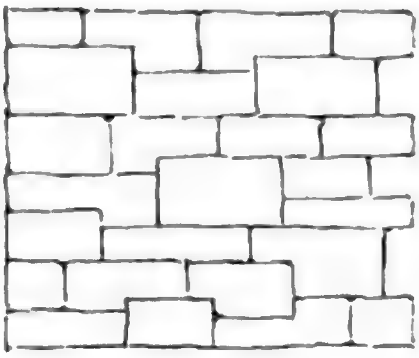


Abb. 144.



Und ferner ist bei Ausführung in Kalkmörtel das ungleiche Setzen der Verblendung und der Hintermauerung zu beachten, also langsame Aufführung geboten — oder bei rascher Aufführung schnell bindender Mörtel anzuwenden.

Eine andere Art der quaderartigen Verblendung zeigt Abb. 144. Dabei laufen die horizontalen Fugen nicht durch die ganze Länge der Mauer hindurch, sondern man richtet sich dabei noch mehr als bei der vorigen Art nach den aus den Brüchen kommenden Steinen, so dass der Verlust durch die Bearbeitung noch mehr vermindert wird. Solches Mauerwerk sieht zwar weniger quaderartig aus, aber das Aussehen ist doch noch ein guter.

§ 73. Rauhsteinmauerwerk mit Ziegelhintermauerung.

Die Rauhsteinmauern aus dichtem Gestein schwitzen im Winter auf der Innenseite, und die aus porösem Sandstein u. s. w. werden durch den Schlagregen durchfeuchtet; dadurch wird die Tapezierung oder der Anstrich verdorben, auch ist dieser Zustand der Gesundheit sehr nachteilig. Man hintermauert

Digitized by Google

daher die Rauhsteine nach innen mit Ziegeln, wie Abb. 145 zeigt, oder aber man stellt nach Abb. 146 nach innen zu eine getrennte Wange aus Ziegeln mit einem hohlen Zwischenraume

Abb. 145.

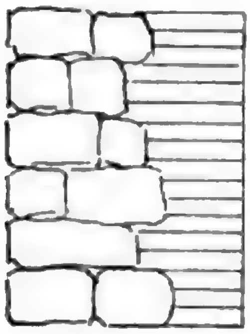
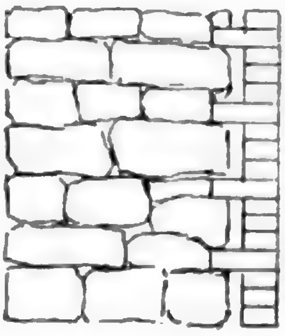


Abb. 146.



von 6 cm Breite und durch isolierte Binder mit dem Rauhsteinmauerwerke verbunden, her, wie bei den hohlen Ziegelmauern angegeben, — um jenen Übelstand zu verhindern.

§ 74. Trocknes Rauhsteinmauerwerk.

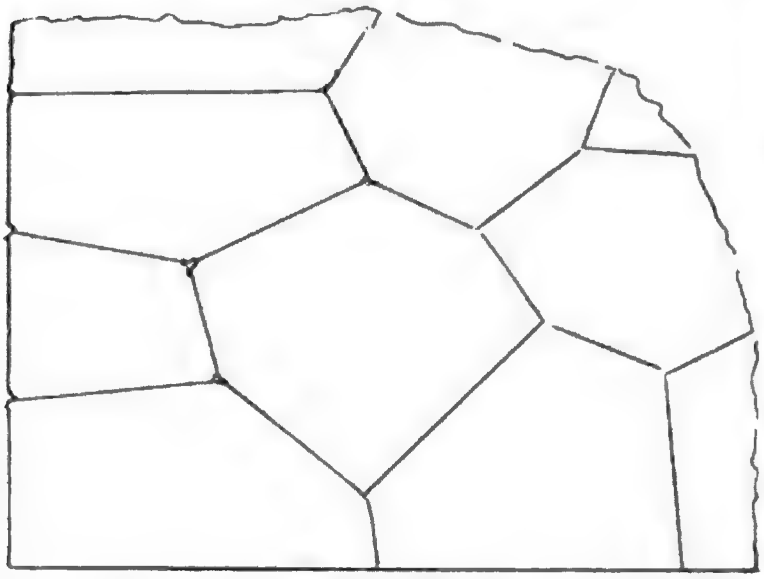
Dasselbe wird nach Art des Rauhsteinmauerwerks hergestellt, jedoch ohne Anwendung von Mörtel, um an Kosten zu sparen. Die Zwischenräume und Fugen zwischen den Rauhsteinen werden nur mit kleinen Steinstücken und Erde ausgefüllt und nach aussen mit Moos ausgestopft, um das Auswaschen der Erde durch gegenschlagenden Regen zu beschränken. Das trockne Mauerwerk hat einen erheblich geringeren Grad der Festigkeit als gemörteltes Mauerwerk, deshalb muss die Stärke entsprechend grösser angenommen werden, bei trocknen Futtermauern z. B. $1^1/_2$ mal so stark als eine gemörtelte Mauer. Demnach ist die Masse der Steine bei einer trocknen Futtermauer etwa $1^1/_2$mal so gross als bei einer gemörtelten, und es ist also nur ein Vorteil vorhanden, wenn die grössere Masse von Steinen weniger kostet als der Mörtel des gemörtelten Mauerwerks. Dieser Fall kommt nun in der That ab und an vor; z. B. beim Anschnitt von Felsen behufs Bahnanlagen und Herstellung von Futtermauern daneben. Aus den Anschnitten von Felsen wird eine grosse Masse von Steinen gewonnen, die sich in vielen Fällen nicht verwerten lassen, deren Beseitigung vielmehr noch erhebliche Kosten veranlassen würde; wenn nun in der Nähe Futtermauern herzustellen sind, so veranlasst der Mehraufwand an Steinen keine Mehrkosten, und es wird durch die Ersparung des Mörtels also ein Vorteil erreicht.

Digitized by Google

§ 75. Cyklopen-Mauerwerk.

Dasselbe besteht aus grossen Felsblöcken, welche ohne Mörtel oder andere Verbindung nebeneinander verlegt sind. Diese grossen Felsblöcke haben durch ihre grosse Schwere eine so sichere Lage, dass sie sich seit uralter Zeit, teils seit Jahrtausenden, erhalten haben. Es finden sich in Kleinasien, Griechenland, Italien u. s. w. Reste solcher Werke, von den Römern opus cyclopaeum benannt. In der ältesten Zeit hat man die Felsblöcke nur wenig bearbeitet und die Zwischenräume durch kleinere Steinstücke ausgefüllt. Die Pelasger und Etrusker haben aber die polygonalen Felsblöcke derartig bearbeitet, dass die grossen Stücke nach aussen dicht aneinander schliessen, wie Abb. 147 zeigt. Ein derartiges Werk nennt man auch Polygonwerk.

Abb. 147.



Das Quaderwerk.

§ 76. Die Bearbeitung der Quader.

Quader (Werkstücke, Werksteine, Hausteine oder Schnittsteine) nennt man die regelmässig bearbeiteten natürlichen Steine. Dieselben werden sowohl aus Findlingen als aus gebrochenen Steinen hergestellt, meistens aus letzteren. Die durch Brechen oder Abkeilen oder Sprengen gewonnenen Steine werden im Steinbruche annähernd in der verlangten Grösse, unter Zugabe des sog. Bruchrechtes (Bruchzolles oder Arbeitszolles) = etwa $2\frac{1}{2}$ — 3 cm zugerichtet die nicht allzuharten mittelst einer grossen Zweispitze (der sog. Bruchspitze). Diese rohe Bearbeitung nennt man das Bossieren und die so zugerichteten Steine bossierte Quader. Die weitere Bearbeitung erfolgt durch die Steinhauer (Steinmetzen), und zwar entweder im Steinbruche oder auf dem Bauplatze. Die erstere Art hat den Vorteil, dass an Transportkosten etwas gespart wird, dagegen aber den Nachteil, dass durch den Transport ab und an Beschädigungen entstehen.

Digitized by Google

Sollen die Quader seitens des Steinbruchbesitzers fertig bearbeitet angeliefert werden, so müssen demselben vollständige, mit Maassen beschriebene Zeichnungen mitgeteilt werden, sowie ein Verzeichnis, in welchem die einzelnen Stücke nach ihren Maassen und ihrem kubischen Inhalte aufgeführt sind. Der Preis wird festgestellt für das Kubikmeter und zwar berechnet nach den reinen Maassen der fertig bearbeiteten Quader. Werden aber die Steine im bossierten Zustande bezogen, so muss, wie vorhin bemerkt, jedes reine Maass um den Arbeitszoll, also um $2 \times 2^1/_2 = 5$ cm, grösser geliefert werden; dieses Maass nennt man das Bruchmaass. Hiernach ergiebt sich also ein grösserer kubischer Inhalt als nach den reinen Maassen. Um nun die zweifache Berechnung zu vermeiden und die daraus gar leicht entstehende Verwirrung zu verhüten, ist es üblich geworden, nur die reinen Maasse in dem Verzeichnisse der bossierten Steine anzugeben und den danach berechneten Inhalt der Preisberechnung zu Grunde zu legen. Es ist aber geboten, solches in dem betreffenden Verzeichnisse, sowie in dem Kontrakte mit dem Lieferanten der bossierten Steine ausdrücklich hervorzuheben; denn wenn das nicht geschieht, so ist zu befürchten, dass die Steine nach den reinen Maassen bossiert werden, also zu klein sind, oder aber, dass der Lieferant die Berechnung des Inhaltes nach den Bruchmaassen beansprucht, wodurch dann widerwärtige Weiterungen sich ergeben.

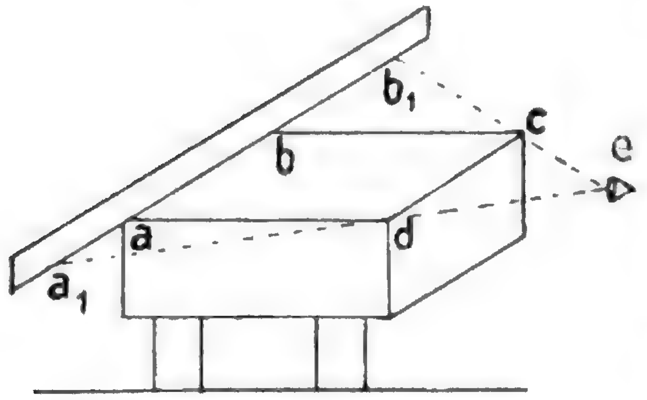
Wie früher bereits bemerkt, lassen die frisch gebrochenen Steine, solange sie die Bergfeuchtigkeit enthalten, sich erheblich leichter bearbeiten, als nach dem Austrocknen. Frisch gebrochene Steine, welche Stiche haben, werden durch Frost zerklüftet, deshalb muss das Brechen nicht kurz vor Eintreten des Frostes geschehen, anderenfalls muss man die frisch gebrochenen Steine mit Erde, Nadelholzzweigen oder Stroh bedecken.

Der zu bearbeitende Stein wird aufgebänkt, d. h. auf ein Lager von Holz oder Steinen gelegt, sodass die zunächst zu bearbeitende Fläche, gewöhnlich das Vorderhaupt, horizontal und in eine dem Steinhauer bequeme Höhe zu liegen kommt. Alsdann wird an der einen Kante dieser Fläche ein Kantenschlag *ab* der Abb. 148, das ist ein schmaler Streifen von etwa $2^1/_2$ cm Breite, mittelst des Schlageisens hergestellt. Darauf wird an der Ecke *c* in angemessen erscheinender Höhe mittelst des Schlageisens eine kleine Fläche, als dritter Punkt der herzustellenden Ebene angearbeitet. Nun muss an der vierten Ecke bei *d* der dieser Ebene *abc* entsprechende Punkt

Digitized by Google

ermittelt werden; das geschieht durch das sog. Übersehen (Ersehen, Visieren), indem der Steinhauer auf den Kantenschlag *a b* ein langes Richtscheit stellt (durch ein aufgelegtes Eisen gehalten), dann das eine seiner Augen bei *e* in solche Höhe bringt, dass beim Visieren über den Punkt *c* hinweg die Unterkante des überragenden Richtscheites bei b_1 getroffen wird, und beim Visieren nach der Unterkante des Richtscheites a_1, an der Ecke *d* vorbei, der Punkt bei *d* angemerkt wird, in welchem die Visierlinie $e\,a_1$ diese Ecke bei *d* trifft. Dieser Punkt entspricht dann also der durch die drei Punkte *a b c* festgelegten Ebene. Zeigt sich dabei etwa der ermittelte Punkt *d* zu hoch, sodass eine völlig reine Ebene sich nicht ergeben würde, so muss der Eckpunkt *c* entsprechend tiefer angehauen werden, infolgedessen dann beim wiederholten Übersehen auch der Eckpunkt *d* herabrückt. Sodann werden die übrigen drei Kantenschläge *b c*, *a d* und *c d* ausgeführt, welche nun in ein und derselben Ebene sich befinden. Die von den vier Kantenschlägen umschlossene, über deren Ebene hervorragende rauhe Steinmasse nennt man den Bossen (Posten).

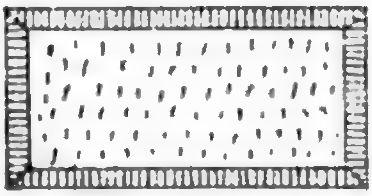
Abb. 148.



Belässt man das Vorderhaupt der Quader in diesem rauhen Zustande, so nennt man sie Bossagequader. Man verwendet solche Quader vielfach, einesteils um die weitere Bearbeitung der Vorderhäupter zu ersparen, anderenteils aber auch, um ein recht kräftiges, derbes Aussehen des Quaderwerkes zu schaffen. Soll nun aber eine weitergehende Bearbeitung des Vorderhauptes erfolgen, so wird ein starker Bossen zunächst mittelst des Spitzeisens in seiner Masse vermindert und sodann mittelst der Zweispitze bearbeitet. Die so bearbeiteten Quader nennt man gespitzte Quader, und man unterscheidet ordinär oder rauh gespitzte und fein gespitzte Quader. Bei noch weitergehender Bearbeitung wird nun angewandt: bei weicheren Steinarten das Kröneleisen, bei harten Steinarten aber der Pochhammer (Stockhammer), und derartig bearbeitete Quader heissen gekrönelte bezw. gepochte oder gestockte Quader. Der Kantenschlag wird bei den in vorbesprochener Art bearbeiteten Quadern fein aufgeschlagen,

wie Abb. 149 zeigt. — Im Falle die Bearbeitung noch weitergeführt werden soll, folgt nach dem Kröneln bezw. Pochen die Bearbeitung mittelst des *Schariereisens* (Charireisens), und man nennt dann diese Quader *scharierte Quader.* Die schrägen, nicht völlig gleichmässigen Schläge der Scharierung geben kein streng regelmässiges Aussehen, wie man solches bei architektonisch ausgebildeten Werken verlangt. Für solche Werke werden die scharierten Vorderhäupter noch weiter bearbeitet, und zwar entweder *geschliffen* oder aber mit einem *Aufschlage* versehen. Im ersteren Falle wird die scharierte Fläche mit einem Steinstücke trocken oder besser nass überrieben, geschliffen, sodass nun alle Schläge der Scharierung verschwinden und man eine glatte, reine Fläche erhält. So bearbeitete Quader heissen *geschliffene Quader.* Harte Steine werden, wenn der höchste Grad der Bearbeitung beschafft werden soll, alsdann *poliert* und heissen dann *polierte Quader.* — Im zweiten Falle überarbeitet man die scharierte Fläche nochmals mit dem Schariereisen, jedoch so, dass nun die Schläge desselben vertikal zu stehen kommen und völlig gleichmässig geführt werden, sodass die vertikalen Rippen in geraden Linien und in gleichen Entfernungen sich zeigen. Derartig bearbeitete Quader nennt man *aufgeschlagene Quader,* und man unterscheidet *feinen* Aufschlag und *groben* Aufschlag, je nachdem die Rippen enger oder grösser sind. Das Schlagen der Steinhauereisen (Schlag-, Spitz- und Schariereisen) erfolgt bei weicheren Steinarten mittelst eines hölzernen, gedrechselten Knüppels, des *Steinhauer-Knüppels,* bei harten Steinen aber mit einem eisernen Hammer, dem *eisernen Schlägel.*

Abb. 149.



Nach der Bearbeitung des Vorderhauptes, einschliesslich des etwaigen Scharierens (Schleifen, Polieren oder Aufschlag werden erst später ausgeführt), wird der Quader *umgebänkt* (umgekantet) und zwar so, dass nun eine der Lagerflächen, gewöhnlich zunächst das Unterlager, nach oben zu liegen kommt. Zuerst wird nun an der Kante des fertigen Vorderhauptes her der erste Kantenschlag ausgeführt; dann werden die Kantenschläge längs der beiderseitigen Stossfugen ausgeführt und zwar, falls das Unterlager mit dem Vorderhaupte einen rechten Winkel bilden soll, mit Hülfe des *Winkeleisens,* oder aber, falls das Unterlager mit dem Vorderhaupte einen spitzen oder einen

Digitized by Google

stumpfen Winkel bilden soll, mit Hülfe der S c h m i e g e; zuletzt wird sodann der Kantenschlag an der vierten Kante, dem Hinterhaupte entlang, ausgeführt und nun die weitere Bearbeitung, einschliesslich des Scharierens, in der vorhin beschriebenen Weise beschafft. Die Lagerflächen wie auch die Stossflächen werden nur ordinär schariert; es schadet auch nicht, wenn einzelne Hiebe des Spitzeisens oder der Zweispitze zu tief gekommen sind, also sichtbar bleiben. Die Bearbeitung des Oberlagers, der Stossfugen, sowie auch des Hinterhauptes, falls dieses nicht rauh bleiben kann, wird ebenfalls in der vorbeschriebenen Weise bewirkt. — In neuerer Zeit verwendet man zur Bearbeitung der Quader auch S t e i n b e a r b e i t u n g s - M a s c h i n e n. — Die Zerteilung grösserer Steinblöcke bewirkt man, besonders bei kostbaren Steinarten, z. B. Marmor, durch S t e i n s ä g e n. — Für die Bearbeitung von aussergewöhnlich gestalteten Quadern wendet man S c h a b l o n e n (Brettungen, Lehren) aus Brettern, Metallblech oder Pappe an.

Bei komplizierten Quaderwerken, als schräge, gekrümmte, geböschte Brückenflügelmauern u. s. w., sowie bei ungewöhnlichen Wölbungen, z. B. schiefen Gewölben u. s. w., erfordert die Feststellung des Fugenschnittes, sowie das Heraustragen der einzelnen Quader und die Herstellung der nötigen Schablonen für deren Bearbeitung besondere Beachtung. Die Zusammenfassung der Regeln dafür nennt man die L e h r e v o m S t e i n s c h n i t t. Die Feststellung des Fugenschnittes ergiebt sich nach den Konstruktionsregeln, und das Heraustragen der einzelnen Quader, sowie die Anfertigung der Schablonen für deren Bearbeitung folgt aus den Lehren der darstellenden Geometrie.

§ 77. Die Maassen der Quader.

Beim Quaderbau ist man hinsichtlich der Steinmaassen nicht in ähnlich enge Grenzen eingeschränkt, wie beim Ziegelbau. Es bildet die Regel, dass die Quader für jeden Bau nach angemessen erachteten Maassen bearbeitet werden, sodass man also bei Feststellung der Maassen eine grosse Freiheit hat. In einigen Gegenden werden zwar Quader als gängige Handelsware in festbestimmten Höhen, aber in verschiedenen Längen und Breiten, in Vorrat gearbeitet, und wenn man auf deren Verwendung angewiesen ist, so muss man deren Schichthöhen berücksichtigen. Ferner kommen in vielen Steinbrüchen die Steinmassen zerklüftet vor und dann darf man bei der Höhen-

bestimmung der Quaderschichten nicht über das grösste im Steinbruche vorkommende Schichtenmaass hinausgehen. Werden aber die Steine von geschlossenen Felsmassen entnommen, so ist man in der Grössenbestimmung weniger beschränkt. Die Ägypter haben vielfach kolossale Obelisken, Pfeiler, Säulen und Architrave aus Granit und Syenit hergestellt, auch die Griechen und Römer haben mächtige Pfeiler, Säulen, Architrave aus Marmor gefertigt, und auch in neuerer Zeit sind ab und an gleichfalls mächtige Felsblöcke, insbesondere zu Denkmälern angewandt, — aber die Gewinnung, die Bearbeitung, der Transport und die Aufstellung solcher Kolosse ist mit sehr grossen Kosten verknüpft, und daher deren Anwendung nur in sehr wenigen Fällen gestattet. Die Regel bildet daher, dass man die Quader in mässigen Dimensionen herstellt. Solche Stücke lassen sich leichter gewinnen, leichter bearbeiten, leichter transportieren und leichter versetzen, sodass also die Kosten erheblich geringer sich stellen. Zwar haben die weniger grossen Stücke durch ihr Eigengewicht keine so gesicherte Lage, aber man kommt durch Mörtel, Verklammerung und Verdübelung zu Hülfe. Es würde nun aber nicht zweckmässig sein, die Stücke allzuklein anzunehmen, man würde in diesem Falle mehr Lager- und Stossflächen zu bearbeiten haben als bei grösseren Stücken, ferner würden die kleinen Stücke bei der Bearbeitung nicht genügend festliegen, und ferner würden die allzu dünnen Quader durch den darauf wirkenden Druck zerbrochen werden. Sonach ist man hinsichtlich der Feststellung der Quadergrössen doch in gewisse Grenzen verwiesen. Gesimse werden zuweilen in der geringen Höhe von 10 bis 15 cm ausgeführt, bei Quadermauern aber wird die Schichthöhe h 20 bis 60 cm angenommen. Die Länge der Läufer wird etwa 2 bis 3 h, die Breite derselben zu 1 bis 2 h angenommen; die Breite der Binder bei Quaderverblendung nimmt man zu 1 bis $1^1/_2\,h$ und die Länge (Tiefe) derselben zu 3 bis 4 h an. Diese Angaben sind aber nur als ungefähre Anhalte zu erachten, nicht als feste Regel; es kommen bei den ausgeführten Bauten viele Abweichungen davon vor. So sind vielfach zu äusseren Quaderverblendungen nur dünne Platten von etwa 15 cm Dicke verwandt. Wird in der äusseren Ansicht der sogen. Läuferverband angewandt, so müssen die Breiten der Quader erheblich verschieden sein, um einen wirksamen Verband mit dem Innern zu erlangen; entweder müssen die Breiten der Quader abwechselnd Schicht um Schicht etwa $^1/_2$ bis 1 h verschieden sein,

Digitized by Google

wie Abb. 150 zeigt, oder aber es müssen in jeder Schicht die Breiten nach diesem Maasse verschieden sein, sodass also ein Überbinden von $^1/_2\,h$ bis $1\,h$ stattfindet. Ist das Überbinden geringer als $^1/_2\,h$, so wird kein genügender Verband mit dem

Abb. 150.

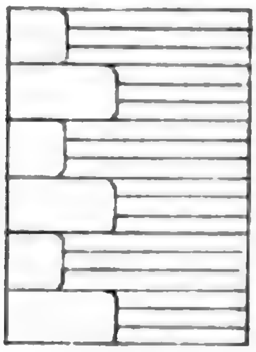
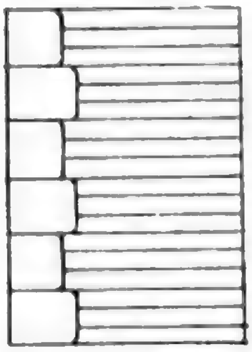


Abb. 151.



Innern erreicht, und es würde dann bei ungleichem Setzen oder bei ungleicher Belastung die äussere Quaderverblendung ausweichen, sich also von dem Innern abtrennen; eine geringere Verzahnung, wie solche Abb. 151 zeigt, würde das nicht verhindern.

Im allgemeinen gilt auch für den Quaderbau die vorhin für Bruchsteinmauerwerk angegebene Regel, dass die Schichtung der Steine rechtwinklig zur Druckrichtung gerichtet sein soll, aber beim Quaderbau wird doch vielfach davon abgewichen. So werden die vorerwähnten dünnen Blendplatten auf den Spalt gestellt, die Schichtung nach aussen gekehrt, und ferner müssen Säulen- und Pfeilerschäfte, wenn solche aus einem Stücke bestehen, auf den Spalt gestellt werden. Bei Granit, Syenit u. s. w. ist das ganz unbedenklich, bei Sandsteinen aber nur dann zulässig, wenn die Schichtung völlig fest ist, sodass ein Ablösen der Lamellen durch den Druck oder durch Frost nicht zu befürchten ist. Haben die Pfeiler und Säulen eine grössere Stärke, so stellt man sie verständiger Weise nicht aus einem Stücke her, sondern in Schichten von zweckmässiger Höhe, wie es auch schon die Griechen, die Römer und die mittelalterlichen Baumeister gethan haben.

§ 78. Volle Quadermauern und Quaderverblendung.

Sogen. volle Quadermauern, d. h. Mauern, welche in ganzer Stärke, durch und durch, aus Quadern bestehen, werden nur selten ausgeführt. Nur bei einzelnen Pfeilern, welche stark belastet sind, ferner bei Quadermauern von geringer Stärke, ferner bei Denkmälern u. s. w. werden durchweg Quader an-

Digitized by Google

gewandt. Bei Gebäudemauern, Brückenmauern, Ufermauern, Futtermauern u. s. w. wird nur eine äussere Verblendung aus Quadern hergestellt, das Mauerwerk dahinter aber aus Bruchsteinen oder Ziegeln gefertigt. Das Quaderwerk ist erheblich teurer als Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk und deshalb ist man darauf angewiesen, die Masse des Quaderwerks möglichst zu beschränken.

Die fragliche Konstruktion, die Verbindung verschiedener Mauerwerksarten, erfordert aber grosse Vorsichtsmaassregeln, wie bereits im § 21 ausführlich erörtert ist, worauf deshalb hier besonders hingewiesen werden muss.

Wenn die Hintermauerung aus Ziegeln hergestellt werden soll, so empfiehlt sich, falls thunlich, die Höhen der Quaderschichten einer gewissen Anzahl voller Ziegelschichten entsprechend anzunehmen, sodass ein Unterzwicken der eingreifenden Binder vermieden wird. Das Ziegelmauerwerk wird an der innern Seite der Mauer regelrecht angelegt und gegen die rauhen Hinterseiten der Verblendquader getrieben.

§ 79. Die Quaderverbände.

Der einfachste Quaderverband ist der Läuferverband, von den Griechen isodomos und von den Römern opus isodomum benannt. Dabei haben, wie Abb. 152 zeigt, alle Quaderschichten gleiche Höhe, alle Quader, abgesehen von den besonderen Stücken an den Ecken, gleiche Länge, und die Stossfugen treffen mitten auf die unterhalb und oberhalb

Abb. 152.

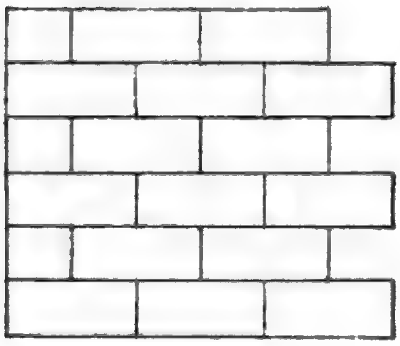


Abb. 153.

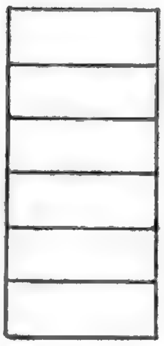


Abb. 154.

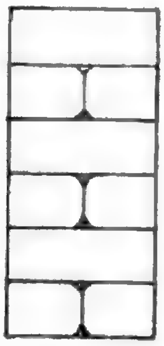
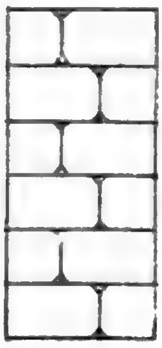


Abb. 155.



liegenden Quader. Demnach ist die Ansicht von grössester Einfachheit und grössester Gleichmässigkeit. Bei vollen Quadermauern von nicht zu grosser Stärke greifen sämtliche Quader durch die ganze Mauer hindurch, wie die Abb. 153 zeigt, sodass also auch das Hinterhaupt jedes Quaders rein bearbeitet

Digitized by Google

werden muss. Sämtliche Quader (mit Ausnahme der Ecken) haben dann also gleiche Grösse und müssen an allen Seiten bearbeitet werden. Darin liegt für den Steinlieferanten eine grosse Erschwerung und daher ist der Preis solcher Quader ein grösserer als für Quader, welche ein rauhes Hinterhaupt haben können. Daher ist es schon günstiger, wenn nach Abb. 154 nur ein um die andere Schicht die Quader durch die ganze Mauerstärke hindurchgehen, die dazwischen befindlichen Schichten aber aus zwei Teilen gebildet werden. Noch günstiger ist es, wenn nach Abb. 155 alle Schichten aus zwei Teilen gebildet werden.

Abb. 156.

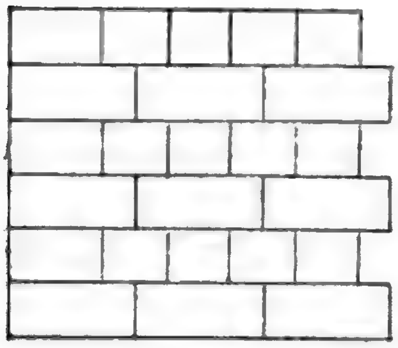


Abb. 157.

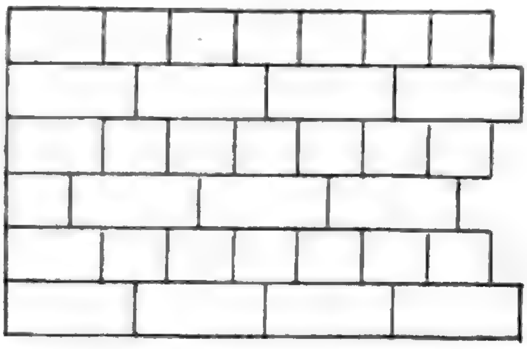
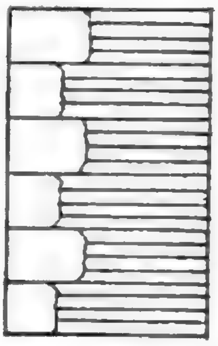


Abb. 158.



Eine andere Art des Quaderverbandes zeigt Abb. 156, ähnlich dem Ziegel-Blockverbande, und Abb. 157, ähnlich dem Ziegel-Kreuzverbande. Dabei wechseln Läufer- und Binderschichten miteinander ab. Die vorstehenden Verbände werden auch angewandt bei Quaderverblendungen mit Hintermauerung von Bruchsteinen oder Ziegeln. Erscheinen alle Quader nach aussen als Läufer, so müssen dieselben, wie bereits vorhin angegeben, Schicht um Schicht verschiedene Breiten erhalten, abwechselnd die eine Schicht 20 bis 30 cm und die andere Schicht 35 bis 45 cm, um einen wirksamen Verband mit der Hintermauerung zu erlangen. Ebenso müssen die Binder und Läufer nach den Abb. 158 und 159 genügend sich überbinden.

Die Abb. 160 zeigt eine andere Art des Quaderverbandes, von den Römern pseudisodomum genannt, bei welchem hohe und niedrige Schichten regelmässig abwechseln. Derselbe wird häufig bei Quaderverblendungen angewandt; die niedrigen Schichten bilden die Binder und die hohen Schichten die Läufer; den letztern giebt man häufig, um an Kosten zu sparen, eine geringe Dicke, und um das Ausweichen zu verhindern, stellt man an beiden Lagerflächen eine schwalbenschwanzförmige Ver-

Digitized by Google

satzung her, wie Abb. 161 zeigt. Diese Verblendung gewährt eine leichte, wohlgefällige Ansicht; sie ist vielfach in den oberen Geschossen der Gebäude angewandt, während unten sich das opus isodomum findet. Ein bestimmtes Verhältnis zwischen der Höhe der niedrigen und der hohen Schichten, wie es

Abb. 159.

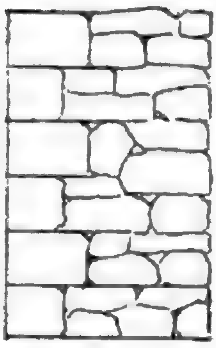


Abb. 160.

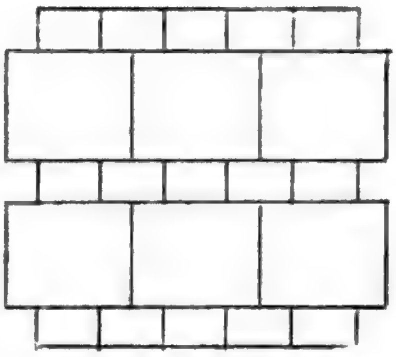
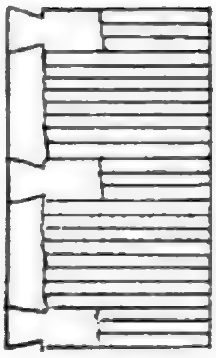


Abb. 161.



Semper aufzustellen versucht hat, ist als berechtigt nicht anzuerkennen, bei alten wie bei neuen Werken findet sich eine grosse Verschiedenheit; beim Entwerfen muss man sich durchs Gefühl leiten lassen, um in dem vorliegenden Falle das günstig erscheinende Verhältnis zu treffen.

Noch zwei andere Arten der Quaderverbände ergeben die beiden Arten des gotischen Verbandes, und zwar nach Abb. 162 die erste Art, und nach Abb. 163 die zweite Art des gotischen Verbandes. Bei der ersten Art wechseln in jeder Schicht Läufer und Binder miteinander ab und bei der zweiten Art

Abb. 162.

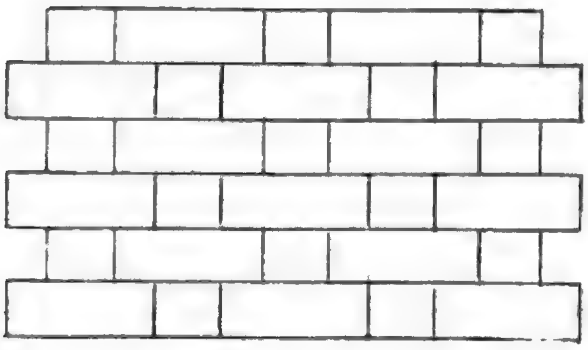
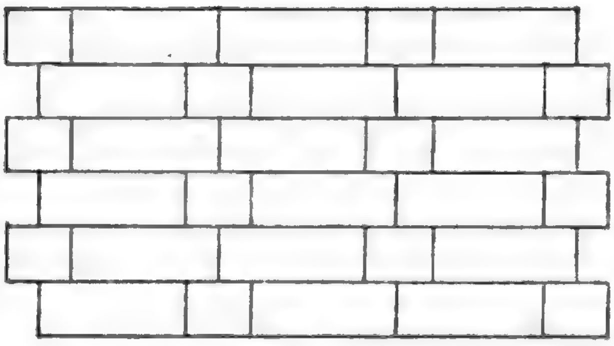


Abb. 163.



in jeder Schicht 2 Läufer und 1 Binder. Die erste Art wird sehr häufig angewandt bei Verblendung von Brückenmauern, Ufermauern an strömendem Wasser, sowie bei Bauwerken, die einem sehr starken Drucke ausgesetzt sind, wie z. B. bei Türmen. Dieselbe gewährt einen sehr hohen Grad der Festigkeit, da jeder Läufer durch Binder an beiden Enden gefasst,

Digitized by Google

und dadurch gegen das Ausweichen gesichert wird. Die zweite Art, bei welcher 2 Läufer mit 1 Binder in jeder Schicht abwechseln, hat keinen so hohen Grad der Festigkeit, genügt aber doch in vielen Fällen, z. B. bei gewöhnlichen Gebäudemauern, Futtermauern u. s. w., und wird dann angewandt, weil sie wegen der geringern Anzahl von Bindern, sich billiger stellt. — Um die Läufer gegen das Ausweichen zu sichern, was besonders am strömenden Wasser zu befürchten ist, lässt man sie in eine schwalbenschwanzförmige Versatzung der Binder eingreifen, wie Abb. 164 zeigt. Die in Abb. 165 dargestellte Versatzung ist weniger zweckmässig.

Abb. 164.

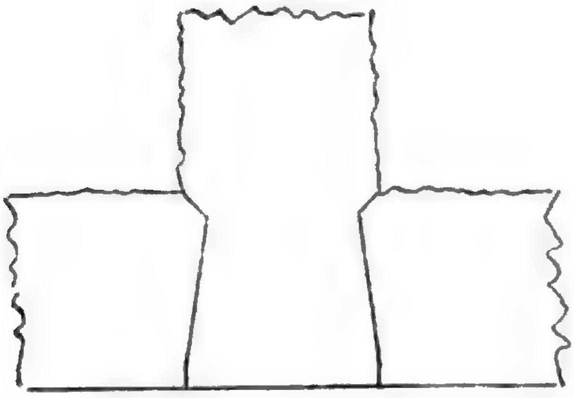
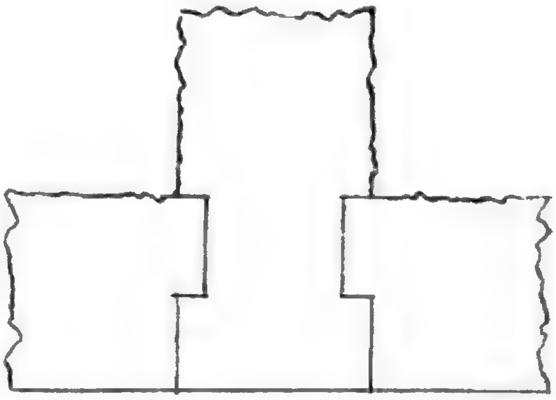


Abb. 165.



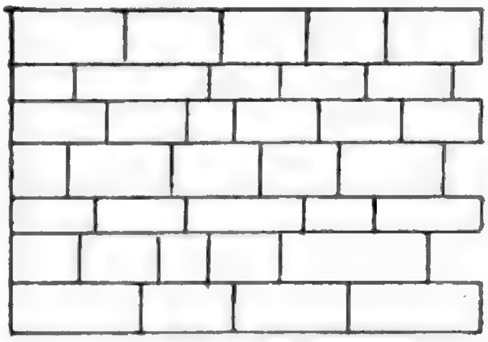
Die sämtlichen vorstehend angegebenen Quaderverbände sind streng gesetzmässig, sie entsprechen einer ganz bestimmten Regel, und das ist das Charakteristische des eigentlichen Quaderwerks. Der Fugenschnitt dieser Verbände wirkt daher keineswegs störend oder widerwärtig, sondern er gewährt eine wohlthuende, ansprechende Belebung der Mauerflächen. Man ist also nicht darauf angewiesen, die Fugen möglichst unscheinbar zu machen, sondern vielmehr sie als Zierde besonders hervorzuheben, um die grösseren Mauerflächen in einer dem Auge wohlthuenden, gefälligen Weise zu unterbrechen. Zu dem Zwecke hat man die Fugen, sowie auch die Häupter der einzelnen Quader durch verschiedene Gliederungen hervorgehoben, wie nachstehend näher dargestellt werden soll.

Es kann Quaderwerk nun aber auch in der Art hergestellt werden, dass verschiedene Schichthöhen ohne regelmässige Wiederkehr angenommen und die Steine in jeder Schicht in verschiedenen, willkürlichen Längen verwandt werden; zwar Verband haltend, aber nicht einer strengen Regel gemäss, wie Abb. 166 zeigt. Derartiges Quaderwerk stellt sich erheblich

Digitized by Google

billiger als das gesetzmässige, weil dabei weniger Verlust an Steinmaterial vorkommt, — aber es gewährt auch längst nicht das schöne Aussehen; es ist eigentlich nur quaderartiges Bruchsteinmauerwerk, wie vorstehend im § 72 beschrieben ist, und unterscheidet sich hiervon nur durch die sorgfältigere, quadermässige Bearbeitung der Häupter. Der willkürliche Fugenschnitt gestattet nicht die vorbesprochene, gegliederte Hervorhebung, man ist vielmehr darauf hingewiesen, die Fugen möglichst unscheinbar zu machen, sodass sie in einiger Entfernung dem Auge nicht mehr auffallen.

Abb. 166.



Auch bei Quaderwerk sind spitzwinklige Kanten möglichst zu vermeiden, weil solche beim Transporte und beim Versetzen, sowie durch Druck und Stösse leicht beschädigt werden. Dem-

Abb. 167.

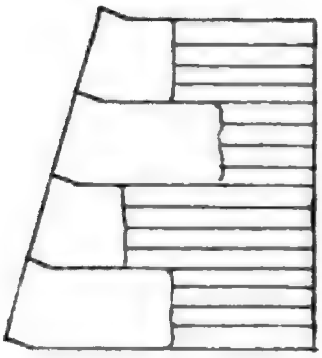


Abb. 168.

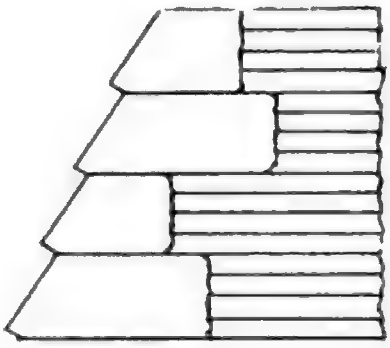
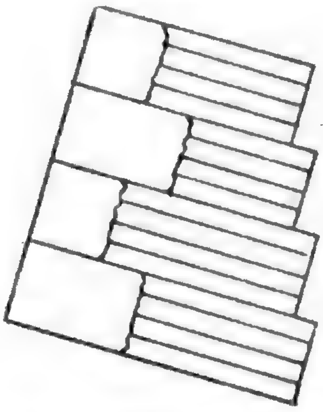


Abb. 169.



gemäss stellt man bei geböschten Mauern das Profil so her, wie Abb. 167 und 168 zeigen, oder richtet die Lagerfugen nach Abb. 169 rechtwinklig gegen die Böschungsfläche, — und ordnet bei Brückenflügelmauern den Fugenschnitt nach Abb. 170 und 171 an.

Abb. 170.

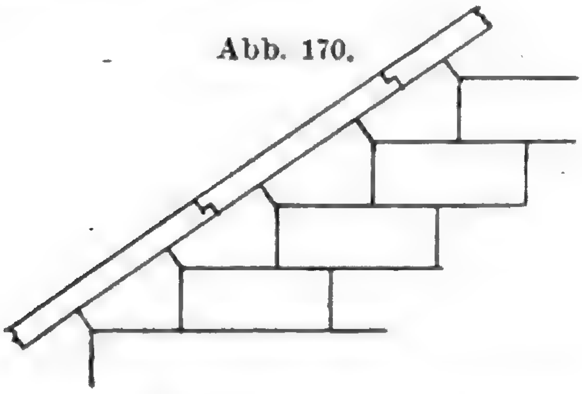
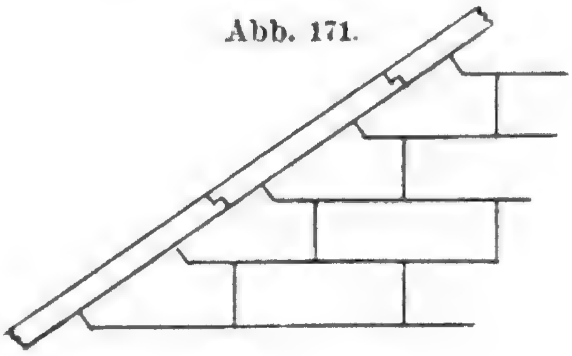


Abb. 171.



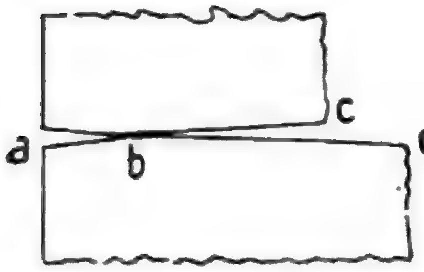
Ferner gilt für Quaderwerk die Regel, dass keine Gerungsfugen, wie bei Tischlerarbeiten, hergestellt werden dürfen.

§ 80. Behandlung der Fugen und Lagerflächen der Quader.

Die Griechen haben bei ihren Tempelbauten die Marmorquader trocken versetzt, ohne Anwendung von Mörtel. Die Quader haben grössere Maassen, sodass sie schon durch ihr Eigengewicht gegen Verschiebungen ziemlich gesichert waren, man hat aber durch ausgedehnte Anwendung von Klammern und Dübeln einen höhern Grad der Sicherheit geschaffen, was durch die dort häufig vorkommenden Erdbeben geboten war. Die Lagerflächen sind äusserst sorgfältig bearbeitet, bei den wichtigen Teilen geschliffen, um eine möglichst vollkommene Berührung der ganzen Lagerflächen zu erlangen. In solcher Weise wird auch jetzt noch bei einigen Quaderwerken, insbesondere bei Denkmälern verfahren, bei denen der Druck auf die Lagerfläche ein nicht gar starker ist, sodass auch bei einer nicht so vollkommenen Bearbeitung der Lagerflächen noch genügend Druckfestigkeit vorhanden ist. Die Herstellung völlig paralleler und völlig ebener Lagerflächen ist sehr kostspielig und schwer erreichbar. Es ist daher schon von alter Zeit her zur Regel geworden, die Fugen der Quader mit Mörtel auszufüllen, und zwar entweder die Quader in vollem Mörtel zu versetzen — oder sie zunächst trocken zu versetzen und sodann die Fugen mit dünnflüssigem Mörtel zu vergiessen.

Die Fugenstärke bei Quaderwerk wird allgemein gering angenommen, aussen nur 2 bis 3 mm, sodass, in einiger Entfernung gesehen, die Fugen wenig auffallen, vielmehr nur feine Linien bilden. Auf die vordere Kante der Quader darf kein starker Druck kommen, weil sie sonst abplatzen; es muss daher der äussere Kantenschlag der Lagerflächen nach Abb. 172 unter einem mässig stumpfen Winkel gerichtet werden, sodass die Fugenweite aussen bei *a* etwas grösser ist als bei *b*. Die Schlagbreite *a b* beträgt etwa $2^1/_2$ cm. Die Lagerflächen *b c* werden meistens unterm Winkel gearbeitet, sodass also die Fugenstärke von *b* nach *c* zunimmt, um mit einer weniger sorgfältigen, also billigeren Bearbeitung auszukommen. Denn wollte man durchweg die geringe Fugenstärke bei *b* auf der ganzen Lagerfläche innehalten, so müsste die vorbesprochene sehr sorgfältige, also sehr

Abb. 172.



teuere Bearbeitung stattfinden, und ferner würde das Versetzen in vollen Mörtel oder auch das Vergiessen sehr schwierig sein. Diese Umstände haben darauf geführt, die Lagerflächen unterm Winkel zu arbeiten, sodass die Lagerfugen nach hinten zu weiter werden. Darin ist nun leider im Laufe der Zeit ein heilloser Missbrauch eingetreten. Die Lagerfugen sollen hinten nicht mehr als 1 cm Stärke haben, es kommt aber häufig vor, dass sie 2 oder 3 cm, ja selbst noch mehr betragen. Es geschieht das, um mit einer sehr nachlässigen Bearbeitung der Lagerflächen auszukommen, weil dann die vorhandenen Buckel beim Versetzen nicht so leicht hinderlich werden als bei einer geringen Fugenstärke. Hierbei kommt es oftmals vor, dass beim Versetzen die Fugen aussen nicht dicht genug schliessen, und dann die Maurer gezwungen sind, die Quader wieder aufzuheben und umzukanten, um die hindernden Buckel zu beseitigen. Dadurch entstehen aber erhebliche Kosten und oftmals Beschädigungen der Quaderkanten; diese Nachteile werden dann dem Steinhauer zur Last gelegt, und dadurch ergeben sich widerwärtige Weiterungen. Um diese zu vermeiden, arbeiten die Steinhauer die Lagerflächen ganz übermässig stark unterm Winkel. Dieses missbräuchliche Verfahren ist aber entschieden verwerflich und darf daher nicht geduldet werden. Geschieht das Versetzen bezw. das Vergiessen in Kalkmörtel, so treten infolge des sehr ungleichen Schwindens die grössten Gefahren und Übelstände ein, und selbst bei Anwendung schnell bindender Mörtel findet eine erhebliche Benachteiligung der Festigkeit statt.

Einige Baumeister haben übrigens bei Quaderwerken stärkere Fugen als die allgemein üblichen, in Anwendung gebracht. So hat z. B. Rennie bei der berühmten London-Brücke Fugen in Cementmörtel von 1 ½ bis 2 cm Stärke, sowohl bei den Pfeilern als auch bei den Gewölben in Anwendung gebracht, und derartige starke Fugen sind auch bei andern englischen Quaderwerken angewandt. Bei uns wird aber nach wie vor an engen Fugen festgehalten. Das hat auch insofern seine Berechtigung, als der Mörtel der Verwitterung mehr unterworfen ist, als festes Gestein.

Die Versuche des Ingenieurs Tourtay, mitgeteilt in den Annales des ponts et chaussées, Septemberheft, Jahrg. 1885 (welche in dem nachfolgenden Abschnitte VII ausführlich mitgeteilt und erörtert werden sollen), haben in betreff der Druckfestigkeit ergeben, dass die trocken aufeinander gelegten, mit völlig ebenen und parallelen Lagerflächen versehenen Quader eine er-

Digitized by Google

heblich geringere Druckfestigkeit haben als die Steine, — aber eine grössere als Quader mit starken Mörtelfugen; — ferner dass die Druckfestigkeit um so geringer ist, je stärker die Mörtellage, — und ferner, dass die Druckfestigkeit fast gleich derjenigen der Steine ist, wenn nur eine ganz dünne Schicht von reinem Cement angewandt wird. — Dazu ist folgendes zu bemerken: die Herstellung völlig ebener und völlig paralleler Lagerflächen ist nicht nur sehr kostspielig, sondern auch, besonders bei grösseren Flächen, so schwierig, dass sie in der Baupraxis unerreichbar ist; deshalb kann das trockene Versetzen nur zugelassen werden bei Werken, die keinen starken Druck zu erleiden haben, z. B. bei Denkmälern; bei Quaderwerk aber, welches einen starken Druck zu erleiden hat, ist die Anwendung von Mörtel geboten — aber rätlich, die Mörtellage thunlichst dünn zu nehmen —, also auch die stark unterm Winkel gearbeiteten Lagerflächen nicht zuzulassen.

§ 81. Das Versetzen der Quader.

Wie vorhin bemerkt, ist zu unterscheiden 1) das Versetzen in vollem Mörtel und 2) das Versetzen mit Vergiessen der Fugen. Ferner ist zu unterscheiden das Versetzen aus freier Hand und das Versetzen mittelst Hebezeug.

Beim Versetzen in vollem Mörtel empfiehlt es sich, zunächst den Quader versuchsweise trocken zu versetzen, um zu ermitteln, ob an den Lagerflächen Buckel vorhanden sind, welche die richtige Lage verhindern; solche müssen dann beseitigt werden. Beim Versetzen aus freier Hand wird dann der Quader neben seiner Lagerstätte auf Holzkeile aufgekantet, sodann für denselben das Mörtelbett bereitet und darnach der Quader darauf versetzt. Es ist sehr schwierig, die Mörtellage den vorhandenen Lagerflächen entsprechend richtig abzumessen; es zeigt sich häufig, dass solches nicht gelungen ist und dass der Quader durch Schlagen nicht in seine richtige Stellung zu bringen ist, in einem Falle ist zu viel Mörtel aufgegeben, im andern Falle zu wenig; dann muss der Quader wieder abgehoben und ein neues Mörtelbett bereitet und dieses Verfahren häufig mehrere Male wiederholt werden. Daher ist das Versetzen aus freier Hand sehr umständlich und beschwerlich und daher das Versetzen mittelst Hebezeugs entschieden vorzuziehen. In neuerer Zeit wendet man meistens einen Laufkran an, der in der Längenrichtung sowie in der Querrichtung der Mauer verschieb-

Digitized by Google

bar ist, sodass der mittelst Wolf oder Zange in seiner Schwerlinie gefasste Quader sich genau über seine Lagerstelle bringen und sich leicht niederlassen sowie sich leicht wieder aufheben lässt.

Die Abb. 173, 174 und 175 zeigen einige Arten des eisernen Wolfes, von denen der in Abb. 175 gezeichnete sich beim Ver-

Abb. 173

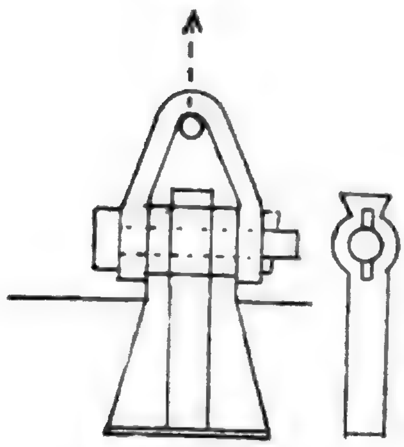


Abb. 174.

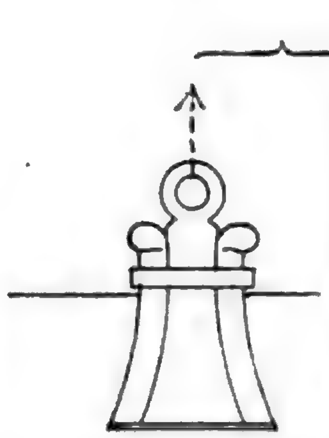
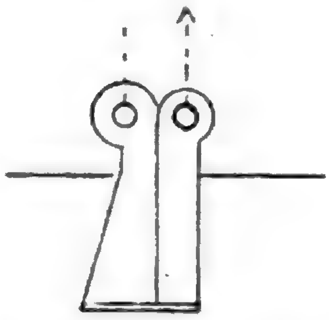
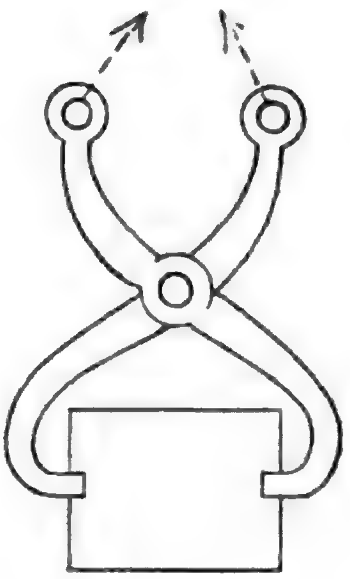


Abb. 175.



setzen unter Wasser leicht lösen lässt. Der beim Einhauen des Loches unvermeidlich entstehende Spielraum wird durch eingeschütteten trockenen Sand ausgefüllt.

Abb. 176.



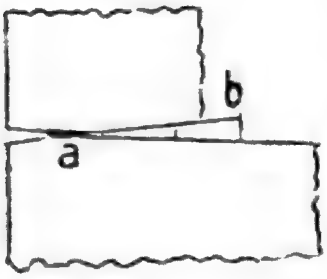
In früherer Zeit hat man eine eiserne Zange nach Abb. 176 angewandt und für den Eingriff der Schenkel am Vorderhaupte sowie am Hinterhaupte ein Loch hergestellt. Dieses Verfahren ist aber längst verlassen. Man wendet in neuerer Zeit eine Zange an, deren beide Schenkel sich kräftig gegen den zu hebenden Quader pressen; diese Zange ist aber nicht so zweckmässig als der Wolf.

Die Lagerflächen müssen genügend angenässt werden, besonders stark bei porösen Steinen, damit diese dem Mörtel nicht allzusehr das Wasser entziehen.

Bei der zweiten Art des Versetzens, mit Vergiessen der Fugen, wird zunächst der Quader trocken versetzt. Nach Abb. 177 werden, etwa 3 cm von der vorderen Kante der untern Quaderschicht entfernt, links und rechts, je ein Stück Bleiblech oder Pappe, *a*, etwa 4 cm im Quadrat gross und 3 mm dick, gelegt; auf diese Stücke wird der zu versetzende Quader gestellt und mittelst eines hölzernen Keiles *b* an der Hinterkante

so aufgekeilt, dass er seine richtige Stellung erhält; sodann wird derselbe hinten und an den zugängigen Seiten mittelst schlanker Zwicker in steifem Mörtel sorgsam unterzwickt, die vordere Fuge mit Thon oder fettem Lehm verstrichen, bis auf zwei kleine Öffnungen, die eine links, die andere rechts, zum Entweichen der Luft beim Vergiessen; darauf wird der hölzerne Keil *b* fortgenommen, in die dadurch frei gewordene Öffnung der Lagerfuge der flache Mund eines hohen Blechtrichters gesteckt und in diesen dünnflüssiger Mörtel hineingegossen, bis aus den vorn im Thonverstrich gelassenen zwei Öffnungen das Ausfliessen des Mörtels eintritt; dann verschliesst man die Öffnungen und giesst in den Trichter solange dünnflüssigen Mörtel nach, bis ein weiteres Eindringen nicht stattfindet. Anstatt eines Blechtrichters zum Vergiessen wird auch wohl vor der Einflussöffnung ein kleiner Schacht aus Ziegeln aufgemauert; zur Erlangung eines stärkern hydraulischen Druckes zur Beförderung des Einfliessens ist aber ein höherer Blechtrichter zweckmässiger.

b. 177.



Durch das Vergiessen mit dünnflüssigem Mörtel ist eine feste, sichere Unterstützung der Quader nicht zu erlangen; derselbe schwindet infolge seines grossen Wassergehaltes sehr stark, sodass nach dem Verziehen und Verdunsten des Wassers ein hohler Spielraum entsteht, also eine volle, feste, tragfähige Ausfüllung der Lagerfuge nicht stattfindet. Es tritt aber häufig auch der Fall ein, dass ein Teil der Lagerfuge von dem fliessenden Mörtel gar nicht erreicht wird, wie solches die Aufdeckung vergossener Quader in vielen Fällen erwiesen hat. Aus dem Vorstehenden ergiebt sich, dass der auf vergossene Quader wirkende Druck sich nicht auf die ganze Lagerfläche gleichmässig verteilt, sondern auf die kleinen Flächen der vorderen Blei- oder Pappstückchen und der hintern und seitlichen Verzwickung sich konzentriert. Diese kleinen Flächen haben also den ganzen Druck zu erleiden; dadurch werden sie in vielen Fällen zerdrückt und es tritt dann ein starkes Setzen ein. Das Blei bezw. die Pappe wie auch der Mörtel werden nach vorn herausgequetscht; um nun das Abplatzen der vordern Quaderkanten zu verhüten, muss man mittelst einer Säge die äussere Fuge bis auf 2 ½ cm Tiefe aufschneiden und dieses Verfahren so lange wiederholen, als das Herausquetschen sich zeigt.

Das Versetzen mit Vergiessen ist bei Quaderwerk, welches einen starken Druck zu erleiden hat, wie bei hohen Gebäuden, Türmen, stark belasteten Pfeilern, Widerlagern grosser Brückengewölbe, grosser Gewölbe u. s. w., überhaupt unzulässig; es muss dabei notwendig das Versetzen in vollem Mörtel angewandt werden. Ist die Belastung eine geringe, wie z. B. bei niedrigen Gebäuden u. s. w., so darf das Versetzen mit Vergiessen zugelassen werden. Dasselbe ist ja ungleich leichter, bequemer und billiger als das Versetzen in vollem Mörtel, und das ist der Grund, weshalb es die Maurer am liebsten stets anwenden.

Im Mittelalter hat man die Lagerfugen von schwachen Säulen und Pfeilern mit geschmolzenem Blei vergossen; in neuerer Zeit, seitdem Cement angewandt wird, ist das nicht mehr üblich.

Um die Quader während der Bauzeit vor der Verunreinigung durch herabfliessenden und gegenspritzenden Mörtel zu schützen, überstreicht man die Häupter mit Thon- oder Lehmmilch. — Die vortretenden Teile der Quader, als Sockel, Gesimse, Fensterhohlbänke u. s. w., sichert man gegen herabfallende Steine, Gerüsthölzer, Werkzeuge u. s. w. durch Bretterverschalungen oder durch eine Lage von Strohlehm.

§ 82. Gliederung der Quaderfugen und der Häupter.

Wie im § 80 bereits angeführt, werden bei dem regelrechten Quaderwerke die Fugen durch Gliederung hervorgehoben. Man stellt an den äusseren Kanten der Quader nach Abb. 178 eine Fase her oder nach Abb. 179 eine Abplattung. Im ersten Falle bildet sich durch das Zusammentreten der benachbarten Quader ein dreieckiger Einschnitt, und diesen nennt man dreischlitzige Fuge; im zweiten Falle nennt man die Fuge zurückgesetzte Fuge. Diese Gliederungen werden nun angewandt: nur bei den Lagerfugen nach Abb. 180 und 181 oder ausserdem auch bei den Stossfugen nach Abb. 182 und 183. Im ersten Falle erhält das Quaderwerk ein gebändertes Aussehen, im zweiten Falle aber werden alle einzelnen Quader bestimmt hervorgehoben. Diese letztere Art ist nur statthaft bei streng regelrechtem Quaderwerk mit streng gesetzmässig an-

Abb. 178.

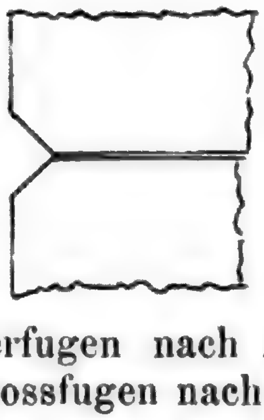
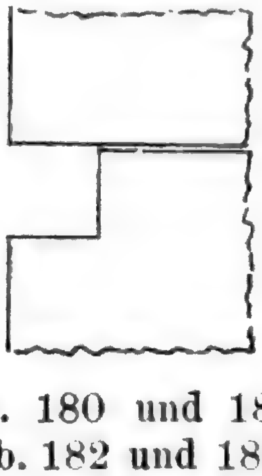


Abb. 179.



geordneten Schichthöhen und Stossfugen; die erste Art, die Bänderung, kann dagegen auch dann angewandt werden, wenn die Stossfugen der regelmässigen Schichten nicht streng regelrecht sind, weil dabei die Stossfugen wenig hervortreten, also jede Schicht als ein einheitliches Band erscheint.

Diese Gliederungen der Fugen haben nicht nur den dekorativen Zweck der Belebung der Mauerflächen, sondern auch einen gewichtigen konstruktiven Zweck. In dem Vorstehenden ist wiederholt angeführt, dass die Kanten der Quader beim Transportieren, Versetzen und später durch den darauf wirkenden Druck im hohen Grade der Beschädigung, dem Zerstossen und Abplatzen ausgesetzt sind; das wird durch die Abfasung der Kanten verhindert oder doch wesentlich beschränkt. Ferner wird durch die Abfasung der Kanten die eigentliche Fuge von der äussern Mauerfläche zurückgebracht, sodass sie dem ungünstigen Einflusse des gegenschlagenden Regens weniger ausgesetzt ist als eine gewöhnliche Fuge, wodurch also der Verwitterung entgegen gewirkt wird. Ferner fallen die unvermeidlichen Unregelmässigkeiten an den Kanten bei der zurückliegenden Fuge dem Auge viel weniger auf, als das der Fall ist bei den gewöhnlichen Fugen, da bei diesen die an den Aussenflächen befindlichen Kanten hell beleuchtet sind, sodass selbst kleine Unregelmässigkeiten, wegen der geringen Breite der Fugen, sehr unangenehm ins Auge fallen.

Abb. 180.

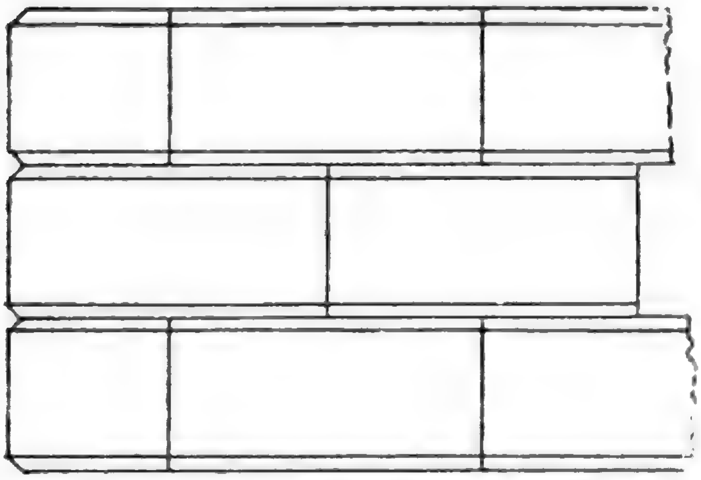
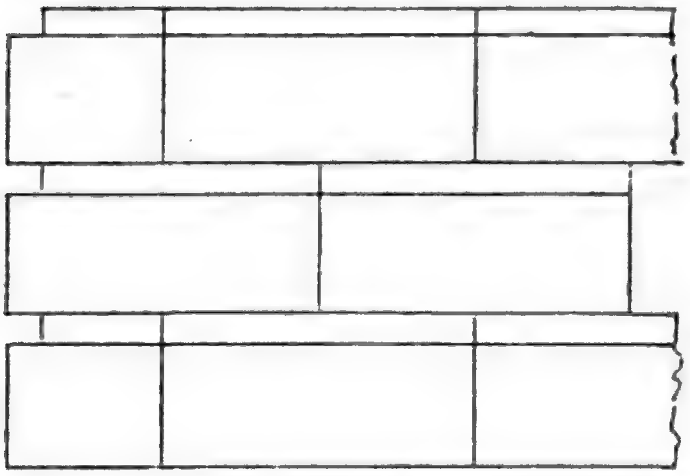


Abb. 181.

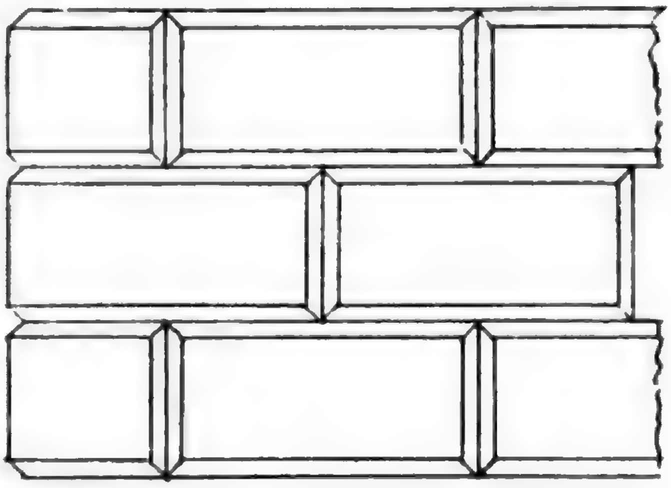


Die Hauptecken der Mauern, sowie die Thür- und Fensterecken werden nicht abgefast. Zwar würden diese Abfasungen

Digitized by Google

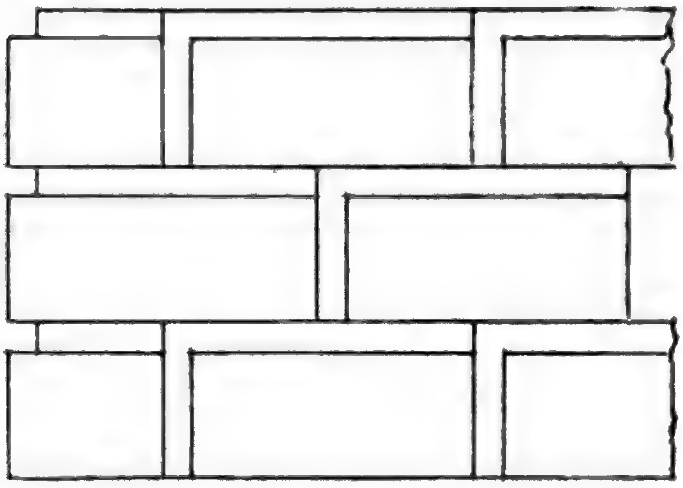
zur Sicherung gegen das Zerstossen zweckmässig sein, aber das Aussehen würde ungünstiger werden, weil die bestimmte scharfe Abgrenzung verlorenginge; man hat daher von jeher diese Kanten nicht abgefast.

Abb. 182.



Bei der abgeplatteten, zurückgesetzten Fuge (Abb. 179) sind zwar die scharfen, rechtwinkligen Kanten verblieben, aber die eigentliche Fuge ist durch die Zurücksetzung dem Auge entzogen und durch den obern Quader in Schatten gebracht, sodass gleichfalls kleine Unregelmässigkeiten der Kanten wenig bemerkbar sind; ferner wird die Fuge durch den obern, überragenden Quader sehr günstig gegen den Schlagregen geschützt. Demnach sind die beiden vorbezeichneten Arten der Fugengliederung sehr zweckmässig.

Abb. 183.



In späterer Zeit, als der konstruktive Zweck der fraglichen Gliederung nicht mehr erkannt und die ganze Anordnung nur als Dekoration aufgefasst wurde, wie solches in den Verfallperioden der Baukunst sehr häufig der Fall ist, hat man die Anordnung nach Abb. 184 getroffen. . Das ist entschieden unzweckmässiger; denn hierbei ist nun doch wieder die Fuge in der Mitte des vertikalen Rücksprunges, wie jede gewöhnliche Fuge, dem Auge in vollem Maasse ausgesetzt und ferner gegen das Wetter viel weniger geschützt, als bei der vorbesprochenen Anordnung (Abb. 179). — Noch eine andere vielfach ausgeführte, fehlerhafte Konstruktion zeigt Abb. 185; dabei ist die Fuge nicht an der Oberkante der zurückgesetzten Platte, sondern an deren Unterkante angeordnet; dieselbe hat den Nachteil, dass auf der Oberfläche des vorspringenden Teiles des untern

Quaders das aufschlagende Regenwasser und das vom geschmolzenen Schnee herrührende Wasser der Fuge zugeführt, also die Verwitterung beschleunigt wird.

Die Maassen der Dreischlitzfuge sowie der zurückgesetzten Fuge sind verschiedene, je nach dem Charakter, welchen das betreffende Werk haben soll. Ein schwerer, ernster Charakter erfordert ein grösseres Maass als ein leichter zierlicher Charakter. Im ersten Falle wird angenommen: die Breite der Dreischlitzfuge etwa 6 bis 8 cm, also die Tiefe derselben (bei der üblichen Abfasung unter 45°) 3 bis 4 cm; die Breite der zurückgesetzten Fuge 4 bis 5 cm, die Tiefe gleich der Breite; — im zweiten Falle: Breite der Dreischlitzfuge 2 bis 3 cm, also Tiefe 1 bis $1^1/_2$ cm; und die Breite der zurückgesetzten Fuge $1^1/_2$ bis $2^1/_2$ cm, wie auch die Tiefe.

Abb. 184.

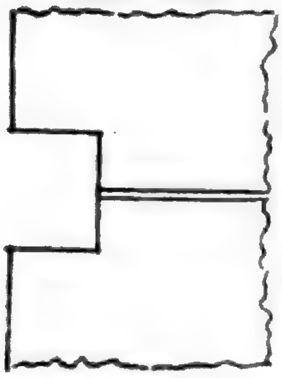
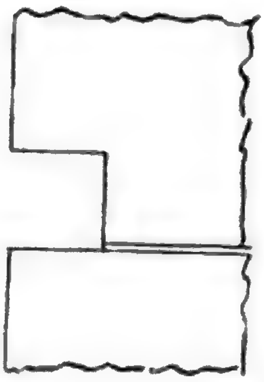
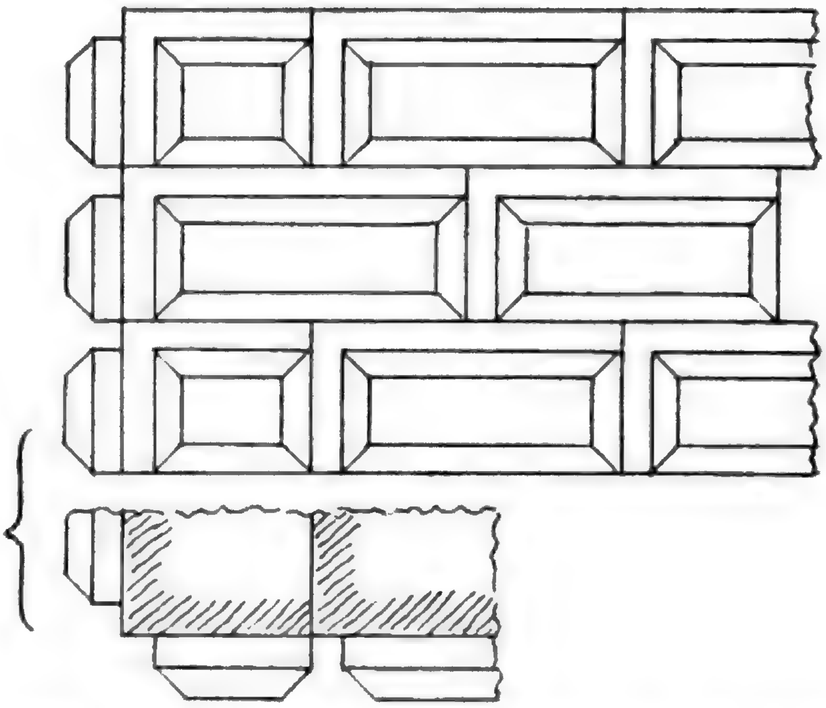


Abb. 185.



Um dem Quaderwerke ein noch reicheres Aussehen zu verschaffen, als es durch die vorbesprochene Gliederung der Fugen geschieht, verziert man die Häupter der Quader durch Gliederungen und in sonstiger Weise. Die Abb. 186 zeigt sog. fassettierte Quader; die Ecken des Quaderwerks können so wie in Abb. 186, oder auch so wie in Abb. 186a angegeben ist, behandelt werden. Die Abb. 187 und 188 zeigen sog. Brillant-Quader. Die Abb. 189 zeigt eine Gliederung mit Viertelstab, wobei die Ecken auch wieder in zwei verschiedenen Weisen, wie in Abb. 189

Abb. 186.



Digitized by Google

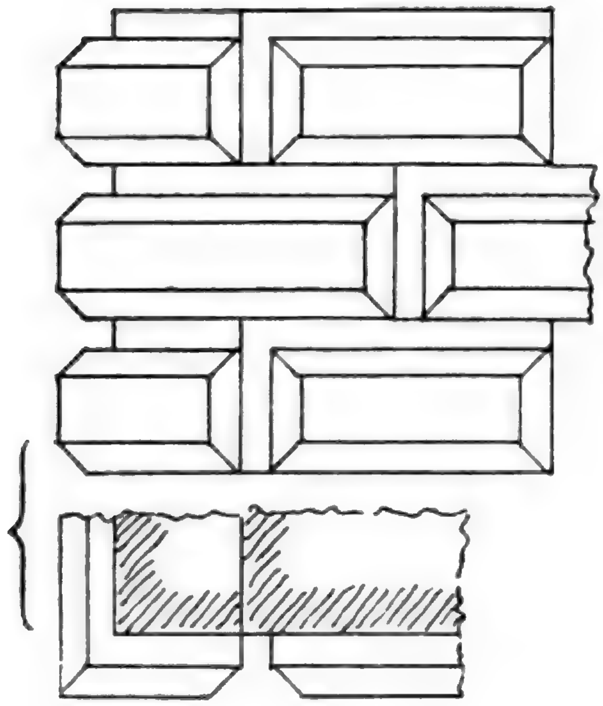


Abb. 186a.

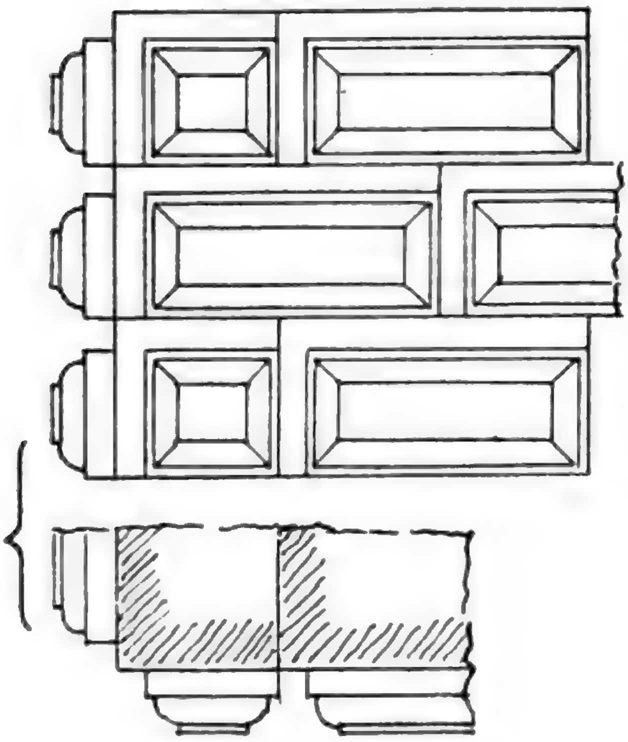


Abb. 189.

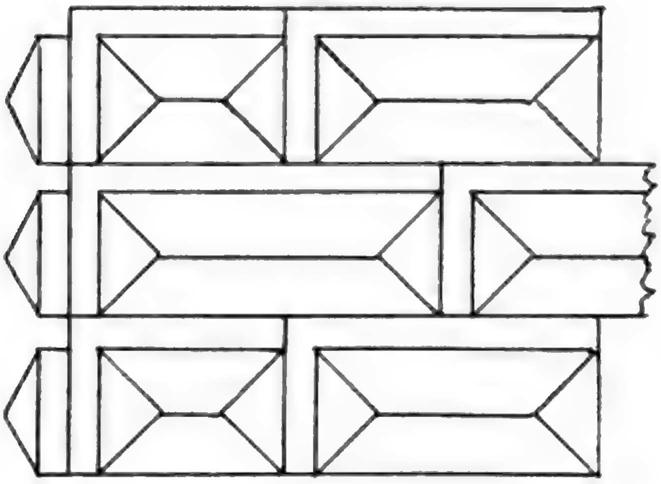


Abb. 187.

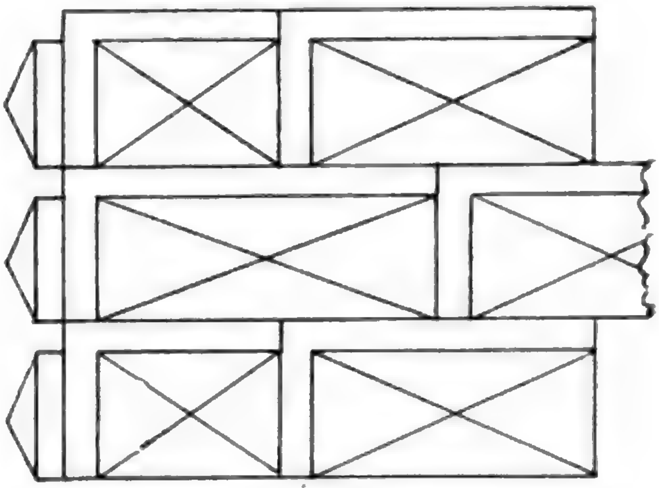


Abb. 188.

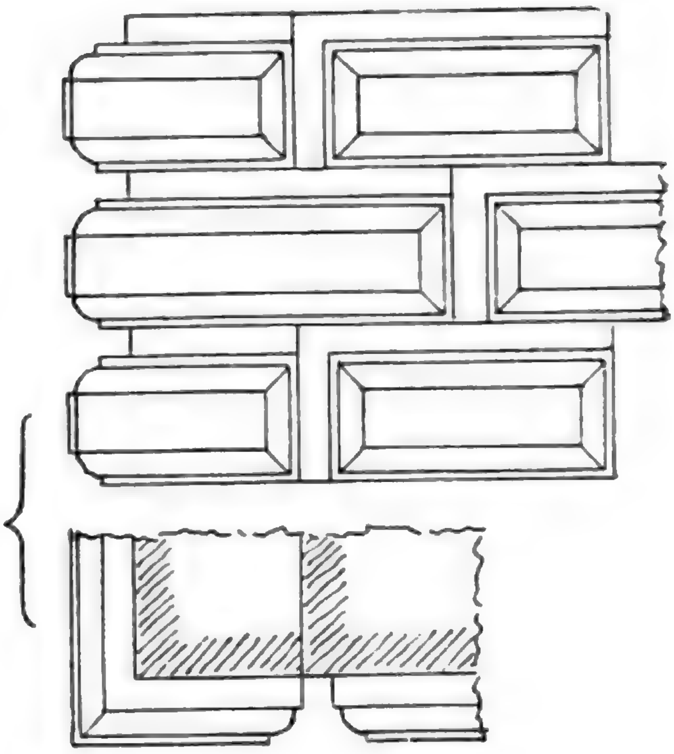
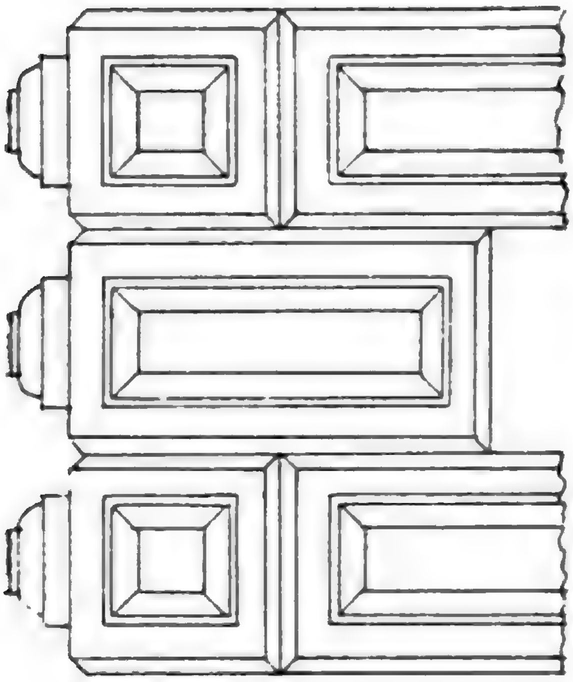


Abb. 189a.

Digitized by Google

und 189a angegeben ist, behandelt werden können. Die äussere Fläche wird, je nachdem man einen schweren, kräftigen oder einen leichten Charakter schaffen will, mit rauher Bossage versehen oder gespitzt oder gekrönelt, mit einem fein aufgeschlagenen Kantenschlage eingefasst. Man hat auch auf der äusseren Fläche ornamentierte Flachmuster hergestellt. — Die Abb. 190 zeigt eine reichere Häupterbehandlung in Verbindung mit der Dreischlitzfuge.

Abb. 190.



Die vorerwähnten reicheren Ausbildungen des Quaderwerks sind in ausgedehntem Maasse, in grosser Mannigfaltigkeit, mit besonderer Vorliebe in der Renaissancezeit, z. B. bei den Florentiner Bauwerken (Paläste Pitti, Strozi, Ricardi u. s. w.) in Anwendung gebracht.

§ 83. Verbindungen der Quader durch Klammern, Dübel, Anker und Ineinandergreifen.

Diese Verbindungen wendet man an, um Verschiebungen bezw. Abhebungen der Quader, infolge von Erschütterungen, Erdbeben, Stürmen, Wellenschlag, Eisgang, sowie mutwilliger Zerstörung entgegenzuwirken. — Zur Verbindung neben-

Abb. 191.

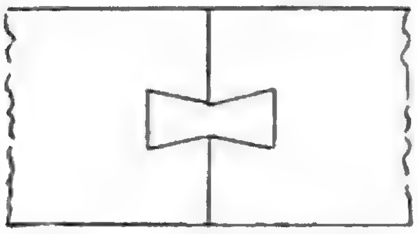
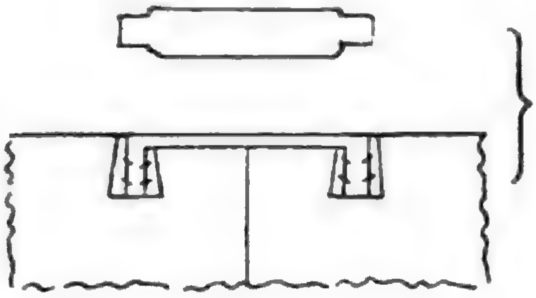


Abb. 192.



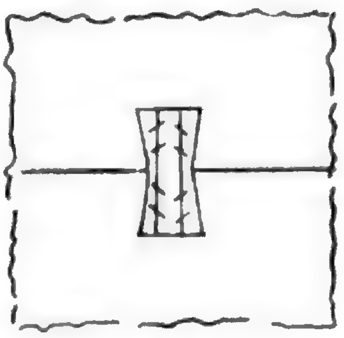
einander liegender Quader werden vielfach Klammern angewandt. Die Griechen haben Klammern nach Abb. 191 verwandt, und zwar aus Holz oder aus Bronze. Das Holz ist für diesen Zweck nicht geeignet, da dasselbe schwindet, quillt und der Zerstörung in hohem Grade unterworfen ist, infolge der durch

Digitized by Google

die Poren der Steine und des Mörtels ihm zugeführten Luft und Feuchtigkeit. In neuerer Zeit hat man solche Klammern aus hartem Gesteine (Granit, Syenit etc.) hergestellt. Häufiger aber werden Klammern nach Abb. 192 angewandt, und zwar meistens aus Schmiedeeisen, da solches erheblich billiger ist als Bronze oder Messing. Das Eisen ist aber dem Rosten unterworfen, und dadurch erwächst die Gefahr des Auseinandertreibens, des Zersprengens der Quader. Die zum Schutze des Eisens angewandten Hülfsmittel (Ölfarbeanstrich, Pechüberzug, Verzinken etc.) wirken nicht auf lange Zeit. — Die Flachschiene wird um ihre Dicke in den Stein eingelassen. Die Löcher für die Dollen der Klammer werden nach unten zu schwalbenschwanzförmig erweitert, die Dollen an den Kanten eingehauen und mit geschmolzenem Blei vergossen, welches nach dem Erkalten verstemmt wird, um den infolge der Zusammenziehung entstandenen Spielraum zu beseitigen. Anstatt Blei wird aber auch vielfach Cementmörtel angewandt, oder auch Kolophonium. Vielfach ist auch geschmolzener Schwefel angewandt, aber die Erfahrung hat ergeben, dass durch die Einwirkung des Schwefels das Eisen zerstört und durch die stattfindende Ausdehnung der Stein zersprengt wird.

Zur Verbindung der übereinanderliegenden Quader werden Dübel angewandt, nach Abb. 193, aus Eisen, etwa $2\frac{1}{2}$ bis 3 cm im Quadrat und 8 bis 10 cm lang, an den Kanten eingehauen. Der Dübel wird in dem obern Quader mit Blei oder Cementmörtel befestigt, sodann das nach unten vorstehende Ende in das mit Cementmörtel angefüllte Dollenloch versetzt, oder es wird, wenn das Vergiessen mit Blei geschehen soll, von der Kante des untern Quaders eine Rille zum Einfliessen des Bleies hergestellt und nach dem Versetzen des obern Quaders vor der Mündung der Rille ein Nest zum Eingiessen des Bleies angebracht. — Die Abb. 194 zeigt einen Steindübel aus hartem Gestein, etwa 10 cm im Quadrat und 12 cm lang, in Cementmörtel eingesetzt, — und Abb. 195 zeigt einen hohlen cylinderförmigen Dübel aus Gusseisen; diese Dübel sind bei Wasserbauten mehrfach angewandt. Die Abb. 196 zeigt die Verankerung einer Quaderverblendung, z. B. eines vortretenden Pfeilers, oder einer Thür- oder Fenstereinfassung, mit der Hintermauerung; *a b* Flacheisen, bei *a* mit Dübel versehen,

Abb. 193.



und am hintern Ende, bei *b*, nach unten oder nach oben umgebogen, oder mit Splint versehen.

Die Abb. 197 zeigt die schwalbenschwanzförmige Versatzung zur Verbindung nebeneinander liegender Quader. Die Abb. 198

Abb. 194.

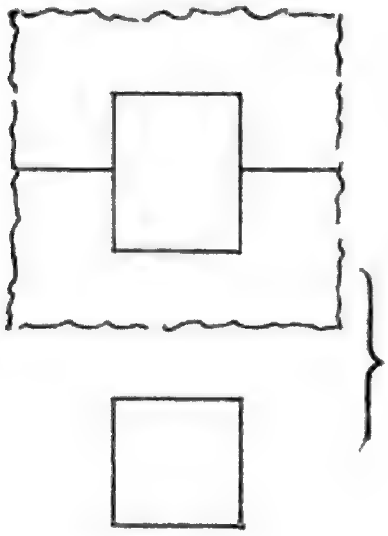


Abb. 195.

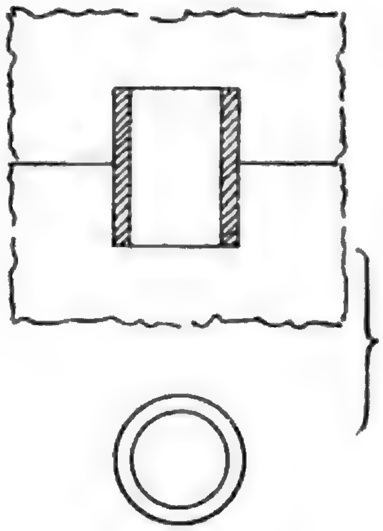


Abb. 196.

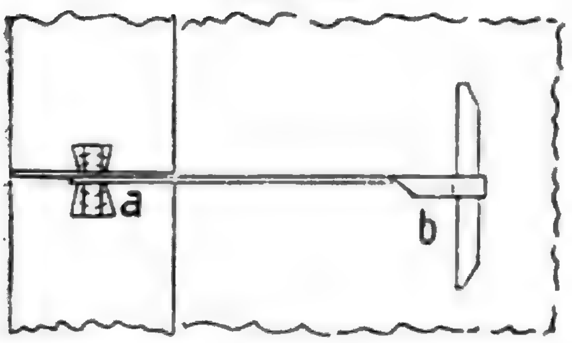


Abb. 197.

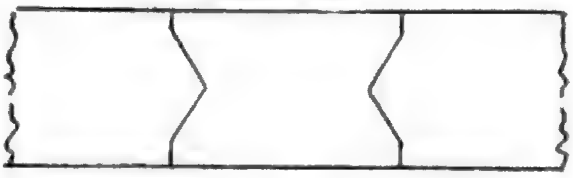


Abb. 198.

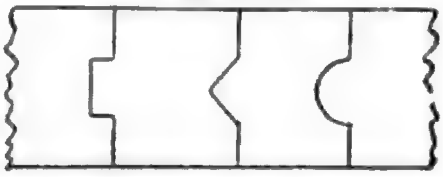


Abb. 199.

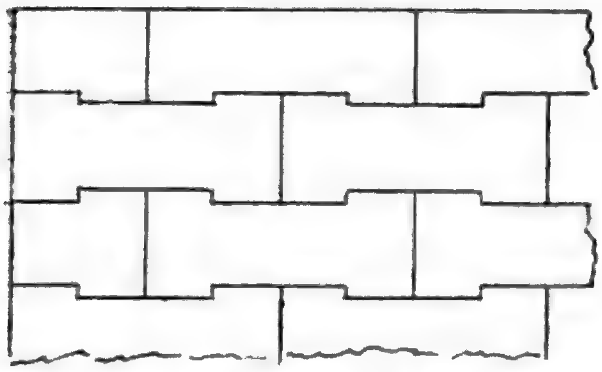
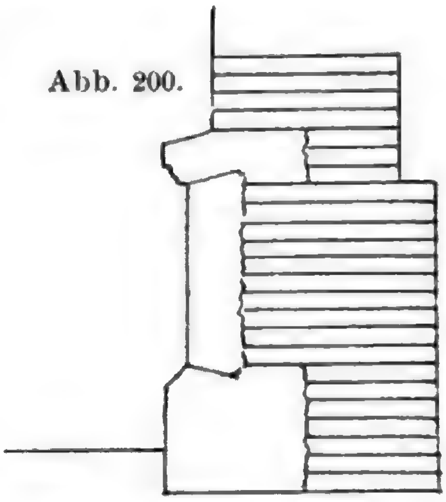


Abb. 200.



zeigt verschiedene Versatzungen von Deckplatten. Die Abb. 199 zeigt das Ineinandergreifen übereinander liegender Quaderschichten, und die Abb. 200 die Versatzung von Blendplatten (z. B. Sockelblendplatten) mit der untern und der obern Quaderschicht.

VI. Abschnitt.

Mauern aus Beton, aus Mörtelmassen und aus Erde.

§ 84. Mauerwerk aus Beton.

Der Beton (engl. Concret) ist ein Gemenge von Steinschlag oder Gerölle oder grobem Kies und hydraulischem Mörtel. Derselbe bildet bald nach dem Anmachen, sowohl an der Luft als auch unter Wasser, einen festen, mauerwerksartigen Körper, infolge der Erhärtung des Mörtels und seiner innigen Verbindung mit den Steinstücken. Die Festigkeit des Betons ist also wesentlich abhängig von der Beschaffenheit des Mörtels und seiner Verbindung mit den Steinstücken.

Von den Mörteln werden in Deutschland meistens angewandt Portland-Cementmörtel oder Trassmörtel; im ersteren Falle nennt man den Beton: Portlandcement-Beton, im letzteren Falle: Trass-Beton.

Die Steinbrocken dürfen nicht grösser sein als 6 cm im Durchmesser, damit sie bei der Schüttung genügend im Zusammenhange mit dem Mörtel bleiben. Grössere Steinstücke dringen bei der Schüttung, infolge ihrer grösseren Schwere, vorauf, trennen sich also von dem umgebenden Mörtel, sodass ein gleichmässiges Gemenge nicht verbleibt. Für feinere Betonwerke, z. B. gegliederte und ornamentierte Gesimsstücke oder Bildwerke, dürfen die Steinstücke nur etwa 1½ cm im Durchmesser halten. — Der Steinschlag muss aus natürlichen harten Gesteinen oder aus hartgebrannten Ziegeln hergestellt werden, damit an den Steinstücken scharfe Kanten, scharfe Ecken und rauhe Spaltflächen sich bilden, was für den Bindeprozess besonders günstig ist. Rundliche Gerölle und rundlicher

Digitized by Google

Kies mit glatter Oberfläche sind in dieser Beziehung ungünstiger; ebenso Steinschlag aus weichen Gesteinen (weichen Sandsteinen, weichen Ziegeln u. s. w.).

Die Festigkeit des Betons ist in der ersteren Zeit nach der Herstellung gleich oder doch annähernd gleich der Festigkeit des dazu verwendeten Mörtels. Dagegen hat verbandmässig und in dem gleichen Mörtel ausgeführtes Mauerwerk einen höhern Grad der Festigkeit. Das ist durch die angestellten Versuche als völlig zweifellos erwiesen. In früherer Zeit, ehe die Eigenschaften von Beton und Mauerwerk weniger bekannt waren, ist die Meinung sehr verbreitet gewesen, der Beton habe einen höhern Grad der Festigkeit als verbandmässig ausgeführtes Mauerwerk, und auch jetzt noch trifft man diese irrige Ansicht selbst unter Fachleuten an. Mir sind Fälle bekannt geworden, in denen man in diesem Irrglauben die zu Fundamentmauern über Wasser angelieferten schönen plattförmigen Bruchsteine, und auch Mauerziegel, aus denen sich ein vorzügliches verbandmässiges Mauerwerk hätte ausführen lassen, in kleine Brocken zerschlagen hat, um daraus Beton herzustellen. Auch hört man zuweilen bei vorkommenden Senkungen der Fundamentmauern die Ansicht äussern: „Ach! hätten Sie doch Beton angewandt!" — Dem Beton gebührt nicht der Vorzug vor dem verbandmässigen Mauerwerke wegen grösserer Festigkeit, sondern aus ganz anderen gewichtigen Gründen. Davon ist zunächst hervorzuheben die höchst vorteilhafte Eigenschaft, dass der Beton ermöglicht, Mauerkörper unter Wasser auszuführen, sodass also die Trockenlegung und Trockenhaltung der Baugrube, wie solche die Ausführung von verbandmässigem Mauerwerk erfordert, nicht nötig ist. Das ist ein Umstand von grösster Bedeutung. Ferner ist durch Beton die Möglichkeit gegeben, aus kleinen Steinstücken, Gerölle und Geschiebe, sowie aus grobem Kies und auch aus Steinschrotten und aus Ziegelbrocken Mauerwerkskörper zu einem erheblich geringern Preise herzustellen, als aus regelrechten Mauersteinen. Ferner gestattet der Cementbeton reich gegliederte und ornamentierte Quader, Gesimse, Fensterhohlbänke, Thür- und Fenstereinfassungen, Bildwerke u. s. w. (in Formen von Holz oder Eisen oder Gips oder Leim mit Gipshülle) zu erheblich geringeren Preisen herzustellen, als aus natürlichen Gesteinen. Solche künstliche Quader stellt man in manchen Fällen hohl her, um an Masse zu sparen. — Ferner gewährt der Beton die Möglichkeit, unmittelbar an der Baustelle grosse mächtige Quaderblöcke bei Hafen- und Schleusen-

bauten u. s. w. herzustellen, wogegen die Beschaffung solch mächtiger Quaderblöcke aus natürlichen Gesteinen in vielen Fällen ganz erheblich höhere Kosten veranlassen würde.

Die Bereitung des Betons geschieht entweder durch Handarbeit oder durch Maschinen. Die Bereitung durch Fallwerke ist nicht zweckmässig. Bei der Mengung überzieht sich jedes Steinstück mit einer Mörtelhaut, es kommen daher die Steinstücke nicht ganz dicht aneinander zu liegen, wie es der Fall ist, wenn die Steinstücke ohne Mörtel nach Abb. 201 geschüttet werden, sie kommen nach Abb. 202 etwas voneinander

Abb. 201.

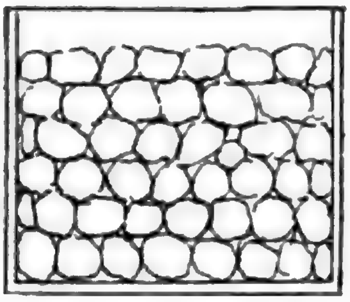
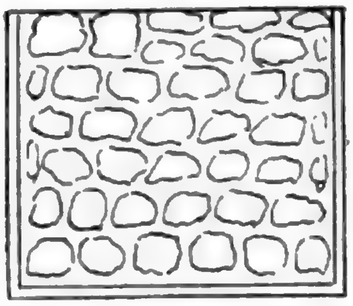


Abb. 202.

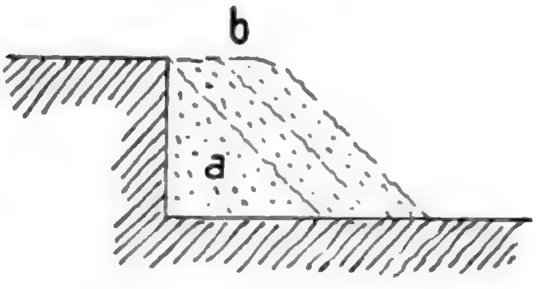


entfernt. Aber die Entfernung soll möglichst gering sein, um die Masse des die Zwischenräume ausfüllenden Mörtels möglichst zu beschränken. Das normale Verhältnis ist etwa auf ein Raumteil Beton $^{92}/_{100}$ Steinschlag oder Gerölle oder groben Kies und $^{46}/_{100}$ Mörtel.

Der Wasserzusatz ist möglichst zu beschränken, da ein Überschuss von Wasser den Mörtel porös macht.

Bei Ausführungen über Wasser empfiehlt es sich, die geschüttete Betonmasse zu stampfen oder zu pressen, wodurch eine grössere Dichtigkeit und infolge davon eine grössere Festigkeit gewonnen wird.

Abb. 203.



Bei der Schüttung des Betons unter Wasser ist besondere Vorkehrung geboten, dass die Steinbrocken von dem umgebenden Mörtel sich nicht trennen und dass der Mörtel durch das Wasser nicht ausgewaschen werde. Ist die Wassertiefe nicht grösser als 1 m, so kann die Schüttung mittelst Karren ausgeführt werden, wie Abb. 203 zeigt. Die Ecke bei *a* wird zunächst mittelst Trichter oder Kästen geschüttet und sodann die weitere

Digitized by

Schüttung *b* mittelst Karren bewirkt. Ist aber die Wassertiefe grösser als 1 m, so muss die Schüttung mittelst Trichter oder mittelst Kästen geschehen. Der Schüttungs-Trichter *a*, Abb. 204, wird meistens aus Holz hergestellt, derselbe bildet einen Schacht, in welchem der eingeschüttete Beton gegen das umgebende Wasser völlig geschützt bis ans untere Ende herabgeführt wird und daselbst ausfliesst. Der Trichter wird an einem Laufkrane aufgehängt, sodass derselbe fortbewegt und über jeden Teil der Baugrube gebracht werden kann. Die Schüttung wird in Schichten von 15 bis 30 cm Höhe ausgeführt. Ist eine Schicht vollendet, so wird der Trichter um die angenommene Schichthöhe gehoben und sodann die folgende Schicht hergestellt. — Die Kästen werden aus Holz oder aus Eisen gefertigt; die Abb. 205 und 206 zeigen zwei solcher Kästen. Dieselben werden gefüllt, mittelst einer auf Laufkran stehenden Winde niedergelassen und nach der Entleerung wieder zu neuer Füllung gehoben. Auch hierbei wird die Schüttung in Schichten von 15—30 cm Höhe ausgeführt.

Abb. 204.

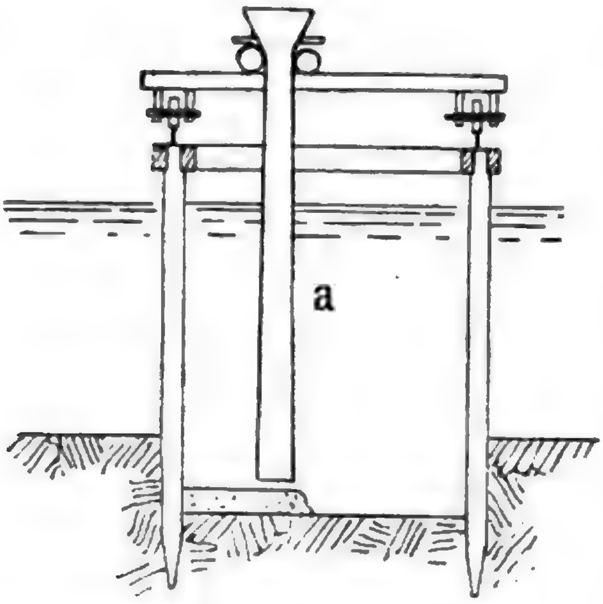


Abb. 205.

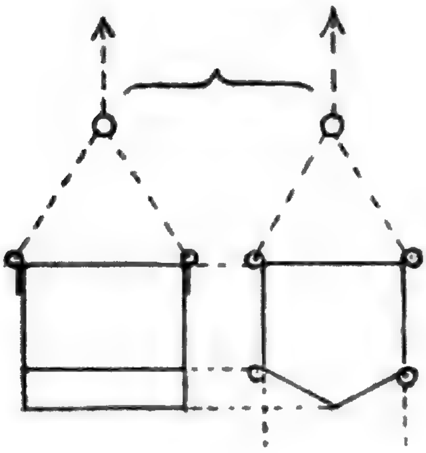
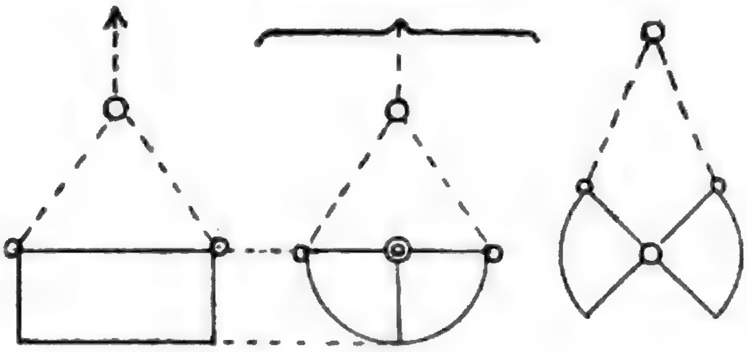


Abb. 206.



Treppen aus Portlandcement-Beton, und zwar sowohl Freitreppen, als auch innere Treppen, sind bereits in grosser Zahl und mit bestem Erfolge zur Ausführung gebracht, und

zwar entweder mittelst Einstampfen zwischen hölzernen Schalungen, als auch in einzelnen Stücken wie bei den Quader-Treppen.

Ferner sind auch Gewölbe, und zwar sowohl Brückengewölbe, selbst von grösster Spannweite, als auch Gewölbe in den Gebäuden, vielfach und mit bestem Erfolge ausgeführt.

Die Ausführung von Portlandcement - Betonwerken ist ausführlich und lehrreich abgehandelt in dem schon früher angezogenen Werke: „Der Portlandcement, 2. Auflage von Büsing & Schumann; Berlin 1899“, worauf hier hingewiesen werde. — Bei Cement- und Betonbauten ist auch zu berücksichtigen die Einwirkung der Temperatur und der Nässe; diesen Gegenstand habe ich in meiner Schrift: „Der Einfluss der Temperatur und der Nässe auf Steine und Mörtel“, Hannover 1897, erörtert, und erlaube ich mir darauf Bezug zu nehmen.

§ 85. Schlackenbeton.

Derselbe wird bereitet aus Cement und Steinkohlenschlacke und Asche. Er hat ein erheblich geringeres Eigengewicht als Stein- oder Kiesbeton, da Schlacke und Asche erheblich leichter sind als Steine, Kies und Sand; aber die Festigkeit desselben ist erheblich geringer als die Festigkeit des Stein- oder Kiesbetons. Der Schlackenbeton wird hauptsächlich angewandt zur Ausfüllung der Balkengefache, da hierbei eine möglichste Beschränkung des Eigengewichtes von Nutzen ist. Die Stärke der Schüttung ist bei der in Wohngebäuden üblichen Belastung und bei einer Breite der Balkengefache von etwa 1 m anzunehmen zu 10—12 cm. Ist die Breite der Balkengefache grösser, so legt man in den untern Teil der Schüttung (nach dem System Monier) Eisendraht ein, um einen höhern Grad der Zugfestigkeit und damit grössere Tragfähigkeit zu schaffen.

§ 86. Gipsmörtel und Gipsbeton.

Vorstehend ist unter § 4, Nr. 3 die Eigenschaft von Gipsmörtel und auch von Gipsbeton ausführlich angegeben und angeführt, dass im Freien weder Mauerwerk aus Steinen in Gipsmörtel, noch Gipsbeton anwendbar seien. Die Gründe dafür sind daselbst angeführt und darf darauf verwiesen werden. Dagegen sind Ausführungen im Innern der Gebäude zulässig. Es muss dabei aber auf die stark treibende Eigenschaft des Gipses Rücksicht genommen werden.

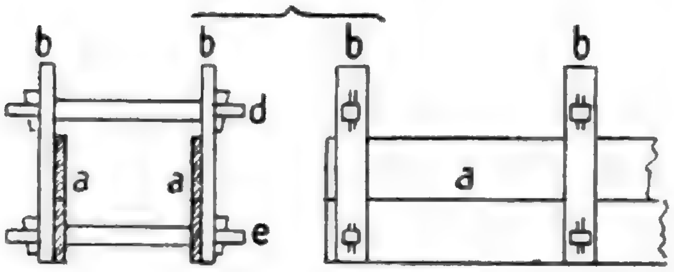
Digitized by

In neuerer Zeit hat man vielfach dünne Scheidewände in den Gebäuden, sowie Unterkleidungen von Dachflächen u. s. w. aus Gipsmörtel, sowie auch aus Cementmörtel hergestellt, und zwar unter Anwendung eines Eisengerippes (Eisendrahtgeflechtes u. s. w.) nach dem System Rabitz oder nach dem System Monier. Auch hat man zu diesen Zwecken vielfach dünne Gips- bezw. Cementplatten (sog. Gipsdielen bezw. Cementdielen) angewandt.

§ 87. Kalksandwände.

Dieselben werden aus einem sehr magern Kalkmörtel, etwa 8—10 Raumteile Sand auf 1 Raumteil Weisskalk, hergestellt, und zwar durch Einstampfen zwischen hölzernen oder eisernen Formkasten. Die hölzernen Formkasten werden nach Abb. 207 aus zwei Brettertafeln *a, a* gebildet, jede bestehend aus zwei übereinander gestellten Brettern von etwa 5 m Länge, 50 bis 60 cm Höhe und 3—4 cm Dicke, an der Innenseite gehobelt, durch Leisten *b* in Entfernungen von etwa 1 m verstärkt und durch Querriegel *d* und *e* verbunden, sodass die Zwischenweite zwischen den beiden Tafeln *a, a* entsprechend ist der Stärke der herzustellenden Wand. Die Riegel sind demgemäss an den Enden abgesetzt und mit einem Keile versehen. Für die Ecken sind besondere Formkasten erforderlich.

Abb. 207.



Das Kalksandgemenge wird in Lagen von 6—8 cm eingeschüttet und tüchtig gestampft. Nachdem die Ausfüllung genügend fest geworden ist, wird der Formkasten gelöst und weiter bezw. höher aufgestellt.

Wegen der für die Ausführung in Betracht kommenden Einzelheiten ist zu verweisen auf die Schrift von Friedr. Engel: Der Kalksand-Pisébau. Die Benennung Pisébau ist dem französischen Worte piser (= stampfen, schlagen) entnommen.

Gegen die Anwendung dieser Bauweise sind mehrere Bedenken zu erheben. Das sehr magere Gemenge von Kalk und Sand hat zunächst bis zur Austrocknung sehr wenig Zusammenhalt, wird also bei der Behandlung unvermeidlich mehr oder weniger beschädigt, man muss daher die Kasten

Digitized by Google

einige Zeit belassen; dadurch wird aber der Fortschritt sehr verzögert. Ferner ist man bei der Ausführung in hohem Grade abhängig von der Witterung; durch starke Regengüsse entstehen arge Beschädigungen. Durch Überdeckungen sucht man solche thunlichst zu beschränken, aber bei plötzlich eintretenden starken Regengüssen ist die völlige Verhinderung nicht möglich. Durch anhaltend schlechtes Wetter wird der Fortgang erheblich verzögert, ein Umstand, welcher den heutigen Anforderungen widerstreitet. Auch sind die Kosten der Formkasten und der Schutzdecken bei kleineren Bauten zu unverhältnismässig gross. Es ist daher in manchen Fällen vorzuziehen, aus dem Kalksand ziegelartige Steine unter Dach zu formen und zu trocknen und daraus das Mauerwerk in der gewöhnlichen Weise aufzumauern. In Hannover und Umgegend hat man solche Steine aus Steinkohlen-Aschenschlacke und Weisskalk mit gutem Erfolge in ausgedehntem Maasse verwandt.

§ 88. Wände aus gestampfter Erde.

Die zu verwendende lehmige oder thonige Erde darf nicht zu fett sein, weil sie sonst zu stark zerreisst, aber auch nicht zu sandig, weil sie sonst zu wenig Zusammenhalt hat; sie muss sich noch ballen lassen. Ist sie zu sandig, so setzt man zer-

Abb. 208.

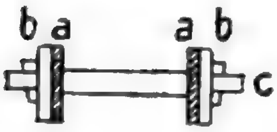
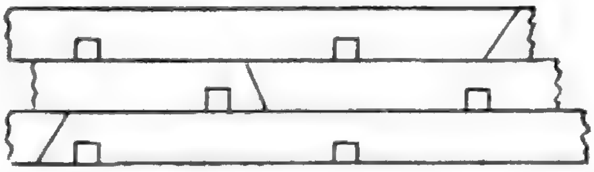


Abb. 209.



hacktes Stroh oder Hedeabfall oder Heu oder Schebe oder Spreu zu. Man stampft die feuchte Masse zwischen hochkantig stehenden Bohlen ein, die nach Abb. 208 einen Kasten bilden. Die beiden Bohlen *a*, *a* sind etwa 5—6 m lang, 30 cm breit und 5—6 cm stark; in Entfernungen von etwa 1,5 m werden starke Leisten *b*, *b* aufgenagelt und zur Verbindung beider Bohlen in halber Höhe Querriegel *c*, 10—12 cm im Quadrat stark, mit Keilen versehen, verwandt. Für die Ecke ist ein besonderer Formkasten erforderlich. Die Erdschichten werden 20—21 cm hoch, an den Enden unterm Winkel von 60° abgeschrägt und nach Abb. 209 im Verbande hergestellt.

Die Ausführung ist ausführlich beschrieben in Gillys Handbuch der Landbaukunst, Band I, sowie in Wolframs

Digitized by Google

Baukunst, und in dem sehr ausführlichen Werke von S. Sachs: „Anleitung zur Erdbaukunst“.

Auch gegen diese Bauweise ist das Bedenken zu erheben, dass die feuchte Erdmasse leicht verletzbar ist und dass die Ausführung in hohem Grade vom Wetter beeinflusst wird. Es ist daher in jedem Falle in Erwägung zu ziehen, ob nicht die Anwendung von Luftziegeln (Thon- oder Lehmsteinen), die unter Dach geformt und getrocknet werden können, vorzuziehen ist.

Man hat auch Erdwände aus Strohlehm ohne Formkasten hergestellt in der Weise, dass der Strohlehm mittelst Mistforke in Klössen aufgetragen und notdürftig abgeebnet wird. Diese Methode ergiebt aber sehr rohe, unansehnliche Wände.

Die aus Erdmassen hergestellten Wände sind nicht wetterbeständig, sie müssen daher gegen den Schlagregen geschützt werden, und zwar entweder durch ein überhängendes Dach oder durch eine wetterbeständige Verkleidung aus Ziegeln oder Schiefertafeln oder Steinplatten oder Cementplatten. Ferner müssen dieselben gegen die Grundfeuchtigkeit gesichert, daher auf eine mindestens 45 cm hohe, mit einer Isolierschicht aus Teerpappe u. s. w. abgedeckte Grundmauer gestellt werden.

Digitized by Google

VII. Abschnitt.

Die Festigkeit des Mauerwerks.

§ 89. Vorbemerkung.

Die Festigkeit des Mauerwerks ist hauptsächlich abhängig von der Beschaffenheit der Steine und des Mörtels, sowie von der Güte der Herstellung. Bei Ausführung von Mauerwerk kommt in den meisten Fällen nur die Druckfestigkeit in Frage, aber ab und an kommen auch die Zugfestigkeit, die Biegungsfestigkeit, die Schubfestigkeit und die Reibungsfestigkeit in Frage, es müssen also auch diese in Betracht gezogen werden. Wie aus den nachfolgenden Erörterungen sich ergeben wird, ist eine vollständige Darlegung zur Zeit nicht möglich, weil die nötigen Versuchsermittlungen noch fehlen.

In meiner Schrift „Die Festigkeit der Baumaterialien, die Tragfähigkeit des Baugrundes und die bei Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen, Hannover 1891“ habe ich in betreff des Mauerwerks, der Steine und des Mörtels bereits betreffende Angaben gemacht, und erlaube ich mir darauf hinzuweisen. Seit der Zeit sind nun aber weitere Erfahrungsresultate bekannt geworden, die nachstehend mit berücksichtigt werden sollen.

§ 90. Die Druckfestigkeit und Zugfestigkeit des Mauerwerks.

In der eben angezogenen Schrift, sowie auch im vorstehenden, besonders im § 16, ist hervorgehoben, dass auf die Festigkeit des Mauerwerks und ganz besonders bei frischem Mauerwerke der Mörtel einen ganz wesentlichen Einfluss äussert. In der ersten Zeit ist die Festigkeit des Mörtels eine viel geringere als die Festigkeit der Steine; besonders ist das der

Digitized by Google

Fall beim Kalkmörtel. Das Festwerden desselben schreitet nur sehr langsam fort; der anfänglich breiartige Zustand verändert sich freilich gleich beim Vermauern poröser Steine (Ziegel, Sandsteine u. s. w.) in eine ziemlich konsistente Masse, da die porösen Steine dem Mörtel einen grossen Teil des Wassers entziehen; sodann nimmt die Festigkeit allmählich zu infolge des Austrocknens und der Belastung; aber ein höherer Grad der Festigkeit stellt sich erst nach langer Zeit ein durch Aufnahme von Kohlensäure aus der umspielenden und durchspielenden Luft, indem dadurch das Kalkhydrat in kohlensauren Kalk umgewandelt wird. Dieser Prozess geht aber sehr langsam vor sich; der steinharte Zustand tritt erst nach Jahrhunderten ein; dann zeigt sich der Kalkmörtel fester als Ziegelstein. Das Festwerden des Kalkmörtels schreitet um so rascher fort, je besser der Luftzutritt stattfindet, demnach rascher in dünnen als in starken Mauern, besser zwischen porösen Steinen als zwischen dichtem Gestein, besser bei Mauerwerk über der Erde als bei Fundamentmauern. Sind die letzteren andauernd mit nasser Erde oder gar von Wasser umgeben, so wird darin der Kalkmörtel überhaupt nicht fest; es muss daher solches Mauerwerk in hydraulischem Mörtel ausgeführt werden.

Zum Belege mögen einige Erfahrungsresultate angeführt werden. Der Bauinspektor Neumann beim Polizeipräsidium in Berlin hat gefunden: Ziegel in Kalkmörtel, frisch, seit einigen Stunden vermauert, zerdrückt durch 58 kg/qcm, erster Riss bei 16 kg; einzelne Ziegel zerdrückt durch 202 kg/qcm, erster Riss bei 110 kg. Die in der Königl. Versuchsanstalt zu Berlin angestellten Zerdrückungsversuche von Mauerwürfeln aus Ziegeln in Kalkmörtel (1 T. Kalk, 2 T. Sand), drei Monate alt, haben ergeben auf 1 qcm in kg: Benekendorfer Ziegel 112—117 kg; Herzfelder Ziegel 73—83 kg; der Kalkmörtel für sich 12,5 kg. Nach Mitteilung vom Baurat Krone in der Deutschen Bauzeitung 1899, S. 60 hat sich ergeben: Die Druckfestigkeit des Kalkmörtels (1 T. Kalk, 2 T. Sand), frisch bereitet, nach 7 Tagen 5,3 kg/qcm, nach 28 Tagen 7,62 kg/qcm; die Festigkeit nimmt ab, wenn der Mörtel vor der Verwendung an der Luft liegt; hat er 9 Stunden an der Luft gelegen, so ist die Druckfestigkeit nach 7 Tagen nur 2,80 kg/qcm und nach 28 Tagen 4,83 kg/qcm. In der Vorschrift der Bauabteilung des Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 10. Mai 1890 ist die zulässige Belastung von gewöhnlichem Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel zu 7 kg/qcm angegeben; desgleichen in der Vor-

Digitized by

schrift der Baupolizei in Berlin. In der erstern Vorschrift ist die zulässige Belastung von Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel zu 5 kg/qcm angesetzt. Diese Vorschriften haben sich in der Praxis als angemessen erwiesen. — Bei dem Umbau eines hiesigen Wohngebäudes erwies sich der Kalkmörtel in den 25 Jahren alten Ziegelmauern noch zerreiblich. — Bei dem im Jahre 1880 ausgeführten Umbau eines andern hiesigen Gebäudes zeigte sich der Kalkmörtel in 70 cm starken, 44 Jahre alten Ziegelmauern nahezu so fest als die weichen Ziegel aus Maschthon; die Belastung beträgt seitdem 10 kg/qcm und hat sich bis jetzt, also seit 20 Jahren, als zulässig erwiesen. — Bei einem in hiesiger Gegend ausgeführten Bau von Eis- und Lagerkellern, auf welche eine hohe Erdüberschüttung hergestellt werden sollte, ergab sich, dass das rasch und bei nassem Wetter in Kalkmörtel ausgeführte Ziegelmauerwerk schon bei einer Belastung von 4—5 kg/qcm, und frisches, in Kalkmörtel ausgeführtes Bruchsteinmauerwerk bei 3—3,5 kg/qcm nachzugeben begann. Bei dem im Bau begriffenen linksseitigen Turme der evangelischen Garnisonkirche zu Hannover, welcher bis zur Höhe von 34 m aus Sand- und Kalkbruchsteinen in Kalkmörtel aufgeführt war, aber abgebrochen werden musste, da der Einsturz drohte, betrug der Druck auf den Sockel 8,58 kg/qcm; der Mörtel in den unteren, zwei Jahre alten Schichten war noch so weich, dass er sich ballen liess. — Der laut Baugewerkszeitung vom 6. Oktober 1897 im Jahre 1897 aus Basalt in Kalkmörtel bis zur Höhe von etwa 23 m binnen 16 regnerischen Wochen aufgeführte Kirchturm zu Stolpen bei Pirna a. d. Elbe ist bei einer Belastung von 4,5 kg/qcm eingestürzt. Der letztere Fall ist besonders lehrreich, da er aufs neue beweist, dass Mauerwerk aus dichtem Gestein in Kalkmörtel in der ersten Zeit einen viel geringern Grad der Festigkeit hat als Mauerwerk aus porösen weichen Steinen, wie gewöhnliche Ziegel, weiche Sandsteine u. s. w. Das dichte Gestein kann dem Mörtel nicht viel Wasser entziehen, er bleibt also längere Zeit weicher, also auch nachgiebiger als zwischen porösen Steinen. Es besteht vielseitig die Meinung, dass das Mauerwerk aus den festen, dichten Gesteinen (Granit, Syenit, Basalt u. s. w.) schon von vornherein einen grössern Festigkeitsgrad habe als Mauerwerk aus weichen Sandsteinen oder weichen Ziegeln. Das aber ist nicht der Fall; die grössere Festigkeit der harten dichten Gesteine kommt erst später, nachdem der Mörtel völlig fest geworden ist, zur Geltung.

Digitized by Google

Hagen hat in seiner Schrift: „Über Form und Stärke gewölbter Bögen und Kuppeln; 2. Auflage, Berlin 1874“ eine spitzbogige Brücke beschrieben, welche aus gesprengten bezw. gespaltenen Granitsteinen als Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel aufgeführt, aber vor gänzlicher Vollendung eingestürzt ist. Es ist nicht näher angegeben, wie gross die Belastung beim Einsturze gewesen ist. Wäre die ganze Erdüberschüttung vorhanden gewesen, so würde der Druck auf den Kämpfer = 12,3 kg/qcm betragen haben.

Eine alte Regel lautet, dass die Belastung nur $^1/_{10}$ des Zerdrückungsgewichtes betragen solle, mit anderen Worten, dass 10fache Sicherheit stattfinden solle. Diese Regel kann als allgemein gültig nicht anerkannt werden; sie ist wohl ziemlich angemessen für altes Mauerwerk, wovon sie abgeleitet ist, aber nicht für frisches Mauerwerk. Wollte man für das letztere einen so hohen Sicherheitsgrad schaffen, so würde man auf Mauerstärken kommen, welche weit über die gebräuchlichen und als bewährt befundenen hinausgehen. Die Mauerstärken müssen so bemessen werden, dass während der Bauzeit, die für gewöhnliche Gebäude zu 3 Monaten anzunehmen ist, völlige Sicherheit stattfindet, aber das 10fache davon ist unnötig. Dieser hohe Festigkeitsgrad ist wohl gerechtfertigt für Mauerwerk, in welchem der Mörtel völlig erhärtet ist, weil man von vielen, insbesondere von den Monumentalbauten eine jahrhundertelange Dauer verlangt und in dieser langen Zeit eine erhebliche Abnahme der Festigkeit stattfindet. In jetziger Zeit verlangt man meistens eine erheblich raschere Bauausführung, als das früher der Fall gewesen ist. Die gewöhnlichen Gebäude, Brücken, Futtermauern u. s. w. sollen vielfach in 2—3 Monaten beschafft werden, daher ist es geboten, die Mauerstärken so zu bemessen, dass sie nach dieser Zeit die volle Belastung oder doch nahezu die volle Belastung sicher ertragen können, aber das 10fache davon zu verlangen, ist unberechtigt. — Die vorstehend angeführten Vorschriften der Bauabteilung des Preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, sowie der Berliner Baupolizei als zulässige Belastung des Ziegelmauerwerks in Kalkmörtel von 7 kg/qcm und des Kalksteinmauerwerks in Kalkmörtel von 5 kg/qcm haben sich in so ausgedehntem Maasse bewährt, dass man sie in den meisten Fällen unbedenklich befolgen kann; es ist dabei ein Alter von etwa 3 Monaten angenommen; nach Ablauf dieser Zeit ist freilich in den meisten Fällen noch keine 10fache Sicherheit vorhanden, aber Unheil

Digitized by Google

nicht zu befürchten. Die vorstehend angeführten Versuche der Königlichen technischen Versuchsanstalt zu Berlin haben zwar für Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel nach 3 Monaten die Druckfestigkeit zu 73—117 kg/qcm ergeben, also bereits das 10 fache von 7 kg, aber dieses Verhalten der kleinen Versuchswürfel ist in starken Mauern nicht vorhanden. Wie vorhin bereits erwähnt, zeigte sich bei dem abgebrochenen Turme der evangel. Garnisonkirche zu Hannover der Kalkmörtel in den unteren Schichten, welche bereits 2 Jahre alt waren, noch so weich, dass er sich zusammenballen liess. In solchen Fällen, in denen schon nach kurzer Zeit eine grosse Belastung auf frisches Mauerwerk kommt, wie z. B. bei Gewölben, Widerlagsmauern, Fundamentmauern u. s. w., ist ein genügender Widerstand gegen eine Belastung von 7 bezw. 5 kg/qcm noch nicht vorhanden, wie die vorstehend angeführten Erfahrungsresultate zeigen, es ist also rätlich, in solchen Fällen nicht Kalkmörtel, sondern einen rascher erhärtenden Mörtel (hydraulischen Kalkmörtel oder Cement-Kalkmörtel) anzuwenden.

Für frisches Gewölbemauerwerk sind etwa folgende Belastungen als zulässig zu erachten:

	kg/qcm
Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel	2—3½
Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	3½—5
Ziegelmauerwerk in Cementmörtel	6—8
Mauerwerk aus porigen Steinen	2½—4
Granit-Quaderwerk	25—30
Sandsteinquader, je nach der Härte	8—16

Die Zugfestigkeit des Kalkmörtelmauerwerks in den verschiedenen Altersstufen ist zur Zeit durch Versuche noch nicht ermittelt. Für statische Berechnungen wird sie von den meisten Autoren als Null angenommen; sie ist ja allerdings anfangs sehr gering, aber doch z. B. bei Ziegelmauerwerk nach 3 Monaten von solcher Grösse, dass die Annahme von Null ungerechtfertigt ist.

Für Cementmörtelmauerwerk enthalten die vorstehend angezogenen Vorschriften folgende Ansätze der zulässigen Beanspruchung auf Druck:

1) Bauabteilung des Königl. Preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 16. Mai 1890: Ziegelmauerwerk in Cementmörtel 12 kg/qcm; bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel 14—20 kg/qcm.

Digitized by Google

2) Berliner Baupolizei: Gutes Ziegelmauewrerk in Cementmörtel 11 kg/qcm; bestes Ziegelmauerwerk in Cementmörtel 12—14 kg/qcm.

Die Zugfestigkeit des Cementmörtelmauerwerks ist übereinstimmend mit der nachfolgend angegebenen Zugfestigkeit des Cementmörtels.

§ 91. Die Druck- und Zugfestigkeit des Cementmörtels, des Cement-Kalkmörtels, des Trassmörtels, des hydraulischen Kalkmörtels, sowie des Betons.

Versuche von Bauschinger, mitgeteilt im 1. und 6. Hefte der Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Königl. Technischen Hochschule zu München, haben ergeben:

Druckfestigkeit von Perlmoser Portlandcement nach 90 Tagen auf 1 qcm in kg:

Reiner Cement	211—258
1 Teil Cement, 1 Teil Sand	216—240
1 " " 2 " "	185—202
1 " " 3 " "	160—186
1 " " 4 " "	160—163
1 " " 5 " "	99—206

Ferner eingestampfter Cementmörtel an der Luft erhärtet:

Zeit und Verhältnis von Cement zu Sand		auf 1 qcm in kg Druckfestigkeit	Zugfestigkeit
1. Woche	1:0	120	14,0
	1:3	71	6,5
	1:5	37	4,2
2. "	1:0	141	16,0
	1:3	100	7,9
	1:5	63	5,1
4. "	1:0	156	18,0
	1:3	103	9,3
	1:5	61	6,1
8. "	1:0	152	19,0
	1:3	122	12,0
	1:5	84	8,7
16. "	1:0	214	13,0
	1:3	149	14,0
	1:5	133	14,0
108. "	1:0	240	19,0
	1:3	170	15,0
	1:5	111	12,0

d by Google

Versuche der Berliner Versuchsanstalten haben ergeben an Druckfestigkeit in kg/qcm:

	nach 7 Tagen	nach 28 Tagen
Reiner Cement	267	330
1 Teil Cement, 3 Teile Sand	89	137

Nach den vom Preuss. Ministerium der öffentl. Arbeiten unterm 28. Juli 1887 erlassenen Normen ist folgendes bestimmt:

Langsam bindender Portlandcement soll bei der Probe mit 3 Gewichtsteilen Normalsand auf 1 Gewichtsteil Cement nach 28 Tagen Erhärtung — 1 Tag an der Luft und 27 Tage unter Wasser — eine Minimal-Zugfestigkeit von 16 kg/qcm haben. Die Druckfestigkeit soll mindestens 160 kg/qcm betragen. Bei schnellbindenden Portlandcementen ist die Festigkeit nach 28 Tagen im allgemeinen eine geringere als die vorhin angegebene. Es soll deshalb bei Nennung von Festigkeitszahlen stets auch die Bindezeit aufgeführt werden. Die Zerreissungsproben sind an Probekörpern von 5 qcm Querschnitt der Bruchfläche, die Druckproben an Würfeln von 50 qcm Fläche vorzunehmen.

In dem Werke „Der Portlandcement, 1899“ ist S. 16 angegeben, dass Portlandcement-Mörtel nach 1 Jahre etwa das $1 \frac{1}{2}$ fache der 28 Tage-Festigkeit habe.

Die Zugfestigkeit des Portlandcements beträgt nach Bauschinger etwa $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{6}$ der Druckfestigkeit.

Die zulässige Inanspruchnahme des Cementmörtels bei Biegung ist etwa zu $\frac{1}{4}$ der Zugfestigkeit anzunehmen, desgleichen auch für Cementmörtelmauerwerk und für Cementbeton.

Cement-Kalkmörtel. Die folgende Tabelle ist auszüglich zusammengestellt nach der Mitteilung des Baurats Krone in der Deutschen Bauzeitung 1899, S. 60 und 66.

Mörtelmischung von Cement, Kalk und Sand in Raumteilen. Druck- u. Zugfestigkeit nach 28 Tagen in kg/qcm. Preis für 1 hl in Mark:										
Cement	0,1	0,15	0,20	1	1	1	1	1	1	1
Kalk	1	1	1	0,25	0,4	0,5	0,7	0,9	1,1	1,5
Sand	3	3	3	2	3	4	5	6	7	8
Druckfestigkeit	23	27	37	288	247	230	200	210	178	131
Zugfestigkeit	—	—	—	22	21	17	13	8	8	6
Preis für 1 hl in Mk.	0,905	—	—	3,24	2,54	2,10	1,84	1,66	1,53	1,44

Digitized by Google

Als Einheitspreise sind angenommen: 100 l Portlandcement 6,4 Mk.; 100 l gelöschter Kalk 1,4 Mk.; 100 l Sand 0,3 Mk.

Zur Vergleichung ist daselbst auch angeführt:

	Druckfestigkeit nach 28 Tagen	Preis in Mk.
Kalkmörtel: 1 Teil Kalk, 2 Teile Sand	4,8—7,6 kg/qcm	0,833
Kalkmörtel: 1 Teil Kalk, 3 Teile Sand	4,9—7,7 „	0,719

Cementmörtel bei folgender Mischung, nach 28 Tagen, in kg/qcm:

Cement : Sand Raumteile	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6
Druckfestigkeit	240—420	190—370	170—260	130—180	105—150
Zugfestigkeit	20—38	18—34	15—25	11—17	7—13
Preis f. 1 hl in Mk.	3,33	2,52	2,11	1,84	1,61

Es ist nicht angegeben, woher die Festigkeitsangaben stammen; dieselben erscheinen zum Teil zu gross. So ist z. B. angegeben:

Für Cementmörtel	1 Teil Cement 3 Teile Sand	1 Teil Cement 5 Teile Sand
von Bauschinger nach 16 Wochen, kg/qcm		
Druckfestigkeit	149	133
Zugfestigkeit	14	14
von der Berliner Versuchsanstalt nach 28 Tagen	137	—
wogegen H. Krone angegeben hat nach 28 Tagen		
Druckfestigkeit	190—370	130—180
Zugfestigkeit	18—34	11—17

Von der Berliner Versuchsanstalt ist nach Versuchen von Böhme mitgeteilt: Die Druckfestigkeit von Ziegelmauerwerk, 3 Monat alt, in Mörtel aus 7 Teilen Kalk, 1 Teil Cement, 16 Teilen Sand:

Benekendorfer Ziegel	133—153	kg/qcm
Herzfelder Ziegel	72—95	„
Der Mörtel für sich	46	„

Digitized by Google

Die meisten Cementmörtel erlangen durch den Zusatz von etwas gelöschtem Kalk sowohl eine grössere Druckfestigkeit und Zugfestigkeit, als auch eine grössere Adhäsion an den Steinen. Bei fetten Mörteln ist der Kalkzusatz geringer, bei mageren Mörteln grösser anzunehmen. Leider fehlen in betreff des Cement-Kalkmörtels zur Zeit noch ausgedehntere Versuche.

In Seewasser darf der Kalkzusatz nur sehr gering sein. Durch Zusatz von Trass, sowie auch durch Zusatz von granulierter Hohofenschlacke wird die Festigkeit des Cementmörtels erheblich vergrössert.

Trassmörtel. Derselbe ist gleichfalls ein ausgezeichnetes, durch lange Erfahrung bewährt befundenes Material, sowohl für Bauten unter Wasser, als auch für Bauten über Wasser. Er erhärtet langsamer als der Cementmörtel, aber nach längerer Zeit erlangt er grosse Druck- und Zugfestigkeit. In der vorstehend angezogenen Mitteilung von Krone ist folgende Tabelle gegeben.

Trass	Kalkpulver	Sand	Zugfestigkeit kg/qcm		Preis für 1 hl in Mk.
			n. 4 Wochen	n. 1 Jahre	
$1^1/_2$	1	2	20,09	25,22	1,40
1	1	2	17,09	26,41	1,20
1	$1^1/_2$	2	18,51	15,24	1,15

Die Druckfestigkeit ist nach Herfeldt in Trier anzunehmen etwa zu dem 6—8fachen der Zugfestigkeit.

Der Trassmörtel hat die gute Eigenschaft, dass er 12—20 Stunden vor der Verwendung an der Luft liegen kann, ohne an Güte zu verlieren.

Hydraulischer Kalkmörtel. Dieser Mörtel hat etwa die gleiche Festigkeit wie Cement-Kalkmörtel.

Beton. Die Festigkeiten desselben, und zwar sowohl des Cementbetons als auch des Trassbetons sind ebenso anzunehmen, als die des Cementmörtels bezw. des Trassmörtels.

§ 92. Die Druck- und Zugfestigkeit der Steine.

Die in der folgenden Tabelle eingestellten Ansätze sind nur als ungefähre Werte zu erachten, da die Versuche ergeben haben, dass die Stücke ein und derselben Steinart, ja sogar häufig

ein und derselben Gewinnungsstelle einen verschiedenen Grad der Festigkeit besitzen. In wichtigen Fällen müssen daher die Festigkeiten durch besondere Versuche ermittelt werden.

Bezeichnung der Steine	Richtung gegen das Lager	Druck-festigkeit kg/qcm	Zug-festigkeit kg/qcm
Nach Angaben von Gottgetreu:			
Schwarz-weisser Granit von Hauzenberg bei Passau	⊥	1020	32,5
	‖	1030	44,5
Gelblicher Granit von Fürstenstein bei Passau	⊥	850—1000	19
	‖	880—990	22
Muschelkalk von Randesacker	—	440	27
Dolomit von Lohnstadt bei Kehlheim	⊥	980—1110	32—36
	‖	1090—1280	15 und 33
Weisser Bausandstein von Coburg	⊥	316	—
	‖	262	3,6—5,5
Grünsandstein von Kapfelberg bei Kehlheim	⊥	310	—
	‖	255	12,5
Klinker von Wentz in Grosshessenlohe	—	720	20
Hartgebrannte Maschinenziegel	—	230	5—6,4
Gewöhnliche Mauerziegel	—	187	4—6
Nach Versuchen von Föppl in München 1895:			
Granit von Blauberg	—	1130—1260	53—63

Druckfestigkeit in kg/qcm nach anderen Angaben			
Granit	600—1800	Dolomit	890—1300
Syenit	800—1200	Kalkstein	230—1000
Diorit, Grünstein	1000—1600	Sandstein	100—800
Basalt	1200—2100	Gewöhnliche Ziegel	60—230
Dolerit	880	Hartgebrannte „	70—380
Gabbro	645	Klinker	160—700
Porphyr	525	Poröse Vollziegel	25—180
Trachit	550—1540	Gewöhnl. Lochziegel	100—150
Marmor	200—1500	Poröse Lochziegel	84

Digitized by Google

Die Zugfestigkeit der Steine ist nach Bauschinger annähernd anzunehmen = $^1/_{26}$ der Druckfestigkeit.

Durch Annässung vermindert sich die Festigkeit der Sandsteine, bei manchen Arten bis zu $^1/_4$.

Von jeher gilt die Regel: die zulässige Belastung der Steine zu $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit, mit anderen Worten 10fache Sicherheit, anzunehmen.

Die zulässige Inanspruchnahme der Zugfestigkeit ist etwa zu $^1/_4$ derselben anzunehmen.

§ 93. Druckfestigkeit des Quaderwerks.

In meiner Schrift „Die Festigkeit der Baumaterialien u. s. w., Hannover 1891" habe ich S. 53 ausgeführt, dass über die Tragfähigkeit von Quaderwerk in Mörtel zur Zeit noch keine Versuche vorlägen und man sich in dieser Beziehung noch im Dunkel befinde; unzweifelhaft finde hier ein ähnliches Verhalten statt wie bei Mauerwerk, dass das in Mörtel versetzte Quaderwerk eine geringere Druckfestigkeit als der Stein für sich — und eine grössere Druckfestigkeit als der Mörtel für sich habe. Es sind erst seitdem die vom Ingenieur Tourtay ausgeführten, im September-Heft Jahrgang 1885 der Annales des ponts et chaussées mitgeteilten, auch im Centralblatt der Preuss. Bauverwaltung, Jahrgang 1886, S. 15 veröffentlichten Versuche mir bekannt geworden. Durch dieselben wird die vorbezeichnete Vermutung völlig bestätigt. Ich führe diese Versuchsresultate hier vollständig an, einesteils, weil sie die einzigen Versuche auf diesem Gebiete sind, andernteils, weil sie im hohen Grade lehrreich sind. Zum Versuche gelangten Cementmörtel mit 5, 10 und 15 mm Fugendicke und Wassermörtel (hydraulischer Kalkmörtel) mit 10 mm Fugendicke. Das Mischungsverhältnis betrug 500 kg Cement oder Wasserkalk auf 1 cbm Sand. Die Druckfestigkeit von Mörtelwürfeln, nach 21tägiger Erhärtung des Mörtels geprüft, wurde für Cementmörtel zu 73 kg/qcm, für Wassermörtel zu 20 kg/qcm ermittelt. Die Druckfestigkeit der Werksteine selbst betrug je nach der Steinart 400—900 kg, diejenige der im Mörtel versetzten Werkstücke 100—300 kg weniger. Bei einem Drucke von 140—300 kg begann der Mörtel am Rande der Fugen abzublättern und herauszufallen. Dies geschah um so eher, je grösser die Fugendicke war. Die Probewürfel, deren Zwischenfugen keine Mörtelfüllung, sondern einen Ausguss mit reinem Cement erhalten hatten, verhielten sich dagegen vollständig, als ob sie ohne Fugen aus

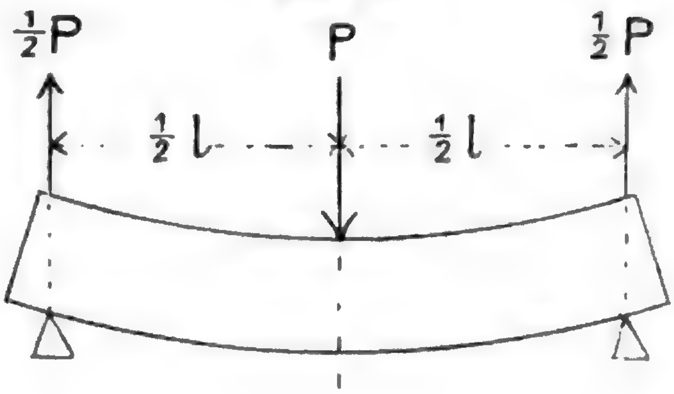
einem einzigen Stück gearbeitet wären. Aus den Versuchen scheinen folgende Regeln hervorzugehen, deren Richtigkeit durch eine grössere und mannigfachere Reihe von Druckproben festzustellen sein würde. 1) Die Zerstörung des Mörtels findet in Werksteinmauerwerk bei sehr viel höherem Druck statt, als bei den aus Mörtel gefertigten Probewürfeln, jedoch bei weit geringerem Druck, als der Festigkeit des Steins entspricht. 2) Der Druck, welcher die Zerstörung des Mörtels bewirkt, steht im umgekehrten Verhältnisse zur Dicke der Mörtelfuge, sodass unter sonst gleichen Bedingungen es ratsam erscheint, die Mörtelfugen so dünn zu machen, als ihre gute Herstellung es zulässt. 3) Die ohne Fugenfüllung aufeinander gelegten Probeplatten ergaben Festigkeitszahlen, welche wesentlich geringer als die vollen Steinwürfel, jedoch wesentlich grösser als die der durch Mörtelfugen miteinander verbundenen Probeplatten waren. 4) Die Probewürfel, deren Zwischenfugen eine Füllung mit reinem Cement in dünner Schicht erhalten hatten, verhalten sich wie volle Steinwürfel und ergaben Festigkeitszahlen, welche diejenigen der mit Mörtelfugen gemauerten Würfel weit übertreffen. Obgleich die Festigkeit der aus Cementmörtel hergestellten Probewürfel dreimal so gross war, wie die der aus Wasserkalkmörtel angefertigten Druckkörper, so zeigte sich doch in den gemauerten Probewürfeln kein nennenswerter Unterschied zwischen beiden Mörtelarten. Es ist schliesslich hervorzuheben, dass die Lagerfugen der Werksteine sehr gleichmässig bearbeitet sein müssen, um die unter 3 und 4 genannten Regeln für die Ausführung gültig zu machen.

Da beim Versetzen von Quadern vielfach Rollbleistücke verwandt, auch wohl Quader-Lagerfugen von kleinen Pfeilern und Säulen mit Blei vergossen werden, so möge hier die Druckfestigkeit des Bleis angefügt werden, und zwar nach Versuchen von v. Bach in Stuttgart. Blei in Würfelform mit 8 cm Kantenlänge trägt Belastungen bis 50 kg/qcm dauernd, während es, mit 72 kg/qcm belastet, fortgesetzt, wenn auch langsam ausweicht. Gussblei in Form von Scheiben verträgt eine Belastung von 100 kg/qcm dauernd, bei 150 kg weicht es langsam aus. Scheiben als Walzblei verhalten sich nicht wesentlich verschieden von Scheiben aus Gussblei. Dagegen trägt Hartblei in Form von Würfeln mit 8 cm Seitenlänge 250 kg/qcm dauernd und weicht erst bei 300 kg/qcm fortgesetzt aus.

§ 94. Die Biegungsfestigkeit des Mauerwerks, der Steine und des Cementmörtels.

Die Biegungsfestigkeit kommt in Betracht bei Anwendung von Steinbalken (Architrave, Thür- und Fensterstürzen u. s. w.), sowie bei excentrischer Belastung von Steinen und Mauerwerk. In neuerer Zeit wird das Mauerwerk in statischer Beziehung als elastischer Körper aufgefasst und nach den Gesetzen der Elastizitätslehre behandelt, sodass also bei excentrischer Belastung, welche bei Gewölben, Widerlagsmauern, Futtermauern u. s. w. vorkommt, die Biegungsfestigkeit in Betracht zu ziehen ist. Ich habe diesen Gegenstand in meiner Schrift: „Die Lage der neutralen Schicht bei gebogenen Körpern und die Druckverteilung im Mauerwerk bei excentrischer Belastung, Hannover 1897" und in einem Nachtrage dazu in meiner Schrift: „Der Einfluss der Temperatur und der Nässe auf Steine und Mörtel, Hannover 1897" ausführlich behandelt und erlaube mir darauf Bezug zu nehmen. Ich habe daselbst nachgewiesen, dass bei der Biegung von Körpern, deren Druck- und Zugfestigkeit verschieden gross sind, die neutrale Schicht nicht in der Schwerpunktlinie des Querschnitts verharrt, sondern dass sie sich je nach der Belastung nach der Seite der grössern Festigkeit so verschiebt, dass die Momente der Druck- und Zugspannungen gleich gross sich stellen, sonach beide Seiten im Gleichgewicht stehen. Die gewöhnliche Formel für die Berechnung der Biegungsfestigkeit eines nach Abb. 210 an beiden Enden frei aufliegenden, in der Mitte belasteten Balkens, $P = \frac{2}{3} \frac{b \cdot h^2}{l} \cdot K$ ist gebildet unter der Annahme, dass die neutrale Schicht in der Schwerpunktlinie des Querschnitts liege. Das ist der Fall beim Schmiedeeisen und Stahl, da bei diesen Materialien die Druck- und Zugfestigkeit gleich gross sind und somit nur ein Festigkeitskoeffizient K vorhanden ist. Aber für Körper, deren Druck- und Zugfestigkeit verschieden gross sind (wie Gusseisen, Holz, Steine, Cementmörtel, Mauer-

Abb. 210.

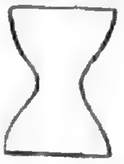


werk u. s. w.), ergiebt die obige Formel keine richtige Werte. Wird von den beiden Festigkeitskoeffizienten K_d und K_z der grössere in Ansatz gebracht, so ergiebt die Berechnung nach obiger Formel einen zu grossen Wert, und wird der kleinere Koeffizient eingesetzt, so ergiebt sich ein zu kleiner Wert. — Dieses Verhalten ist schon vor langer Zeit bekannt geworden, und man hat sich damit geholfen, dass man durch Biegungsversuche besondere Biegungskoeffizienten ausfindig gemacht hat, so beschaffen, dass durch deren Einsetzung in die obige Formel annähernd der Wert sich ergab, welcher sich durch die Biegungsversuche herausgestellt hatte. Dieses Verfahren ist aber nicht streng wissenschaftlich, es giebt auch nicht durchweg richtige Resultate, deshalb haben neuere Autoren die Methode verworfen; man hat geltend gemacht, dass bei der Biegung die Zug- und die Druckfestigkeit in Wirkung komme und daher auf diese Festigkeiten die Ermittelung der Biegungsfestigkeit sich gründen müsse. Mehrere Autoren haben daher die Vorschrift erteilt, die Biegungsfestigkeit nach der gewöhnlichen Formel, unter Einsetzung des kleinsten der beiden Koeffizienten der Zug- und Druckfestigkeit, zu berechnen. Diese Berechnung ergiebt aber kein richtiges, sondern stets ein zu kleines Resultat, wie alle Biegungsversuche ganz bestimmt ergeben haben. Ein richtiges Resultat wird nur dadurch gewonnen, dass beide Koeffizienten gebührend in Berücksichtigung gezogen werden und zwar so, dass bei der Biegung zu beiden Seiten der neutralen Schicht die Momente der Zug- und Druckspannungen gleich gross sind, somit zu beiden Seiten Gleichgewicht vorhanden ist. Gegen diese Lösung ist meines Erachtens ein begründetes Bedenken nicht zu erheben; es ist kein Grund aufzufinden, weshalb bei verschieden gearteten Körpern die Lage der neutralen Schicht durchaus unveränderlich durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche gehen müsse. Bei Schmiedeeisen und Stahl ist das allerdings der Fall, da deren Zug- und Druckfestigkeit gleich gross sind, somit bei deren Biegung zu beiden Seiten der Schwerpunktslinie gleicher Widerstand, also Gleichgewicht vorhanden ist. Aber bei Körpern, deren Zug- und Druckfestigkeit verschieden gross sind, würde zu beiden Seiten der durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche gehenden Linie kein gleicher Widerstand, also kein Gleichgewicht vorhanden sein. Es wäre auf der Seite der grössern Festigkeit ein nutzloser Überschuss an Kraft vorhanden. Das widerstreitet den Naturgesetzen; denn in der

Natur ist nichts überflüssig, nichts nutzlos, und alle Naturkörper setzen den angreifenden Kräften den grössten innewohnenden Widerstand entgegen.

Der Prof. Föppl in München hat nun im Jahre 1895 ausgedehnte Versuche mit Granit- und Sandsteinbalken ausgeführt, um über die Verschiebung der neutralen Schicht ins Klare zu kommen. Dieselben sind mitgeteilt im 24. Hefte der Mitteilungen des mechanisch-technischen Laboratoriums der Kgl. Techn. Hochschule zu München 1896. Die Versuchsbalken waren nach vorstehender Abb. 210 an beiden Enden unterstützt, freiliegend, und auf 1,5 m Länge freitragend, 30 cm hoch, 20 cm breit, in der Mitte belastet. Die Druckfestigkeit der Granitbalken ist ermittelt zu 1130—1260 kg/qcm; die Zugfestigkeit hat sich bei prismatischen Stäben zu 42,5 kg/qcm und bei den nach Abb. 211 als Achterformen hergestellten Versuchstücken zu 53—63 kg/qcm ergeben. Wird nun für die Berechnung angesetzt: die Druckfestigkeit zu 1200 kg/qcm und die Zugfestigkeit zu 56 kg/qcm, so ist das Verhältnis $K_z : K_d = 1 : 21{,}43$ und das Verhältnis $h_{II} : h_I = \sqrt{K_z} : \sqrt{K_d} = 1 : \sqrt{21{,}43} = 1 : 4{,}63$. Die Lage der neutralen Schicht an der Bruchgrenze ergiebt sich darnach $h_I = 24{,}67$ cm und $h_{II} = 5{,}33$ cm, und sonach berechnet sich das Bruchgewicht nach der Formel

Abb. 211



$$P = \frac{4}{3}\frac{b}{l}\left[(h_{II}^2 \cdot K_d) + (h_I^2 \cdot K_z)\right]$$

$$= \frac{4 \cdot 20}{3 \cdot 150}[(5{,}33^2 \cdot 1200) + (24{,}67^2 \cdot 56)].$$

$$P = 12099 \text{ kg.}$$

Gebrochen ist der Balken bei $P = 12000$ kg. Die Berechnung ist also zutreffend.

In meiner vorhin angezogenen Schrift: „Die Lage der neutralen Schicht u. s. w.“ habe ich nachgewiesen, dass auch für Gusseisen, Holz, Cementmörtel und Cementmörtel-Mauerwerk gleichfalls die fragliche Ermittelungsweise, also unter Annahme einer entsprechenden Verschiebung der neutralen Schicht, ein zutreffendes Resultat ergiebt und daher als richtig zu erachten sei. — Die Versuche des Herrn Föppl haben nun ergeben, dass zwar eine Verschiebung der neutralen Schicht stattfindet, aber längst nicht so gross, als die vorbezeichnete Ermittelung ergiebt. Hiernach beträgt für den Granitbalken die Verschiebung

an der Bruchgrenze 96,67 mm, während Herr Föppl nur eine Verschiebung von 13,7 bezw. 9 mm beobachtet hat. Derselbe ist danach zu der Ansicht gekommen, dass eine Verschiebung der neutralen Achse nicht anzunehmen sei, dass aber die Zugfestigkeit doppelt so gross und selbst noch grösser anzunehmen sei, als die Zerreissungsversuche ergäben. Die letztere hat er als die scheinbare Zugfestigkeit, die 2—3fach grössere als die wahre Zugfestigkeit bezeichnet. Er ist der Meinung, dass damit der früher bestandene Widerspruch gehoben sei und dass die wahre Zugfestigkeit nicht aus Zerreissungsversuchen, sondern aus den Biegungsversuchen herzuleiten sei. Diese Ansichten sind als richtige nicht anzuerkennen. Was zunächst die Verschiebung der neutralen Schicht anlangt, so berechtigen die Versuchsresultate nicht zu dem Ausspruche: eine Verschiebung der neutralen Schicht findet bei der Biegung nicht statt, sondern es muss heissen: bei den fraglichen Biegungsversuchen hat sich eine Verschiebung ergeben, aber erheblich geringer als die in Frage stehende Theorie ergiebt. — Sind nun die fraglichen Versuchsergebnisse als absolut richtig, als völlig über allen Zweifel erhaben zu erachten? — Diese Frage muss nach meiner Ansicht verneint werden. Bei der geringen Länge der Versuchsbalken von nur 1,5 m und der nur sehr geringen, nur zu $^4/_{10}$ mm nahe vor dem Bruche beobachteten Durchbiegung ist die Formänderung so verschwindend klein, dass ein einigermaassen zuverlässiges Resultat sich nicht hat gewinnen lassen. Der Krümmungshalbmesser berechnet sich zu 730 m und die Verkürzung der äussersten Steinschicht der Druckseite für jede Hälfte des Balkens zu $^6/_{100}$ mm; ebensoviel beträgt die Verlängerung der äussersten Schicht der Zugseite. Das ist ein so verschwindend kleines Maass, dass die Messungen auch bei der allergrössten Sorgfalt, welche unzweifelhaft stattgefunden hat, nicht möglich ist. Nach meinem Erachten müssen die betreffenden Versuche an erheblich längeren Balken ausgeführt werden, um eine stärkere Formänderung und dadurch zuverlässigere Resultate zu erlangen. — Die Zugfestigkeit (Zerreissungsfestigkeit) kann meines Erachtens einigermaassen zuverlässig nur durch Zerreissungsversuche ermittelt werden, nicht indirekt durch Biegungsversuche. Wenngleich die Beschaffung eines völlig gleichmässigen Zuges bei den Zerreissungsversuchen über den ganzen Querschnitt ganz vollständig nicht erreichbar ist, so ergeben doch die mit den besten Hülfsmitteln und mit grösster Sorgfalt sowie bei einem angemessen kleinen Quer-

schnitte ausgeführten Versuche ein Resultat, welches gewiss nicht erheblich von dem wahren abweicht. Wegen der Ungleichmässigkeit der Materialien giebt es ja in diesem Gebiete einen absolut richtigen Wert nicht; deshalb muss man sich mit einem annähernden Werte zufrieden geben. Zu dessen Ermittelung ist es geboten, eine grössere Zahl von Versuchen anzustellen und danach für die Verwendung in der Praxis der Sicherheit halber die kleineren Werte in Ansatz zu bringen. Demgemäss hat denn auch Herr Föppl 11 Zerreissungsversuche an Granitbalkenstücken nach der in Abb. 211 gezeichneten Achterform ausgeführt; dieselben haben ergeben: 59—60—53—55—58—63—62—56—54—54—58, im Durchschnitt 57,5 kg/qcm. Die Unterschiede, welche diese Versuche zeigen, sind in diesem Gebiete nichts Aussergewöhnliches, sie haben ihren Grund in der Verschiedenheit des Materials. Für die praktische Verwertung empfiehlt sich danach, etwa 53—56 kg/qcm anzunehmen. — Aber mit Herrn Föppl sich auf das 2—3fache zu versteigen, das ist nach meinem Dafürhalten völlig ungerechtfertigt. — Herr Föppl verwirft das Ergebnis seiner vorbesprochenen Zerreissungsversuche, weil durch die Bearbeitung mittelst Meissel die Oberfläche aufgelockert sei. Um diesen Einwand zu beseitigen, möge man die Versuchsstücke mittelst der Diamantsäge schneiden; dann wird sich vielleicht ein etwas grösseres Resultat ergeben, aber gewiss ein nur wenig grösseres. Es ist auch zu berücksichtigen, dass die Versuche an Achterstücken (Abb. 211) infolge der Dehnung einen etwas grösseren Wert ergeben als prismatische Stücke.

Herr Föppl erkennt in seiner Mitteilung im 24. Hefte, 1896, S. 40 die Richtigkeit des in der Physik geltenden Grundsatzes der proportionalen Widerstände an, verstösst aber dagegen durch die Behauptung, die kleinen Stücke ergäben ein viel zu geringes Resultat, deshalb müsste man die Versuche an grossen Stücken ausführen; da aber deren fehlerfreies Zerreissen unthunlich sei, so müsse man von direkten Zerreissversuchen absehen und die Zugfestigkeit aus Biegungsversuchen ableiten. Darnach ist Herr Föppl auf das 2—3fache der Zerreissungsversuche gekommen und dieses Ergebnis bezeichnet er als die „wahre“ Zugfestigkeit. — Wenn man in die gewöhnliche Biegungsformel $P = \frac{2}{3} \cdot \frac{b\,h^2}{l} \cdot K$ den Koeffizienten 150 kg/qcm ansetzt, so ergiebt sich für den vorhin behandelten Granitbalken

$P = \frac{2}{3} \cdot \frac{20 \cdot 30^2}{150} \cdot 150$ kg $= 12\,000$ kg, also die beim Biegungsversuche gefundene Bruchbelastung. — Aber dieser Koeffizient 150 kg ist nicht der Koeffizient der Zugfestigkeit, sondern es ist der von altersher angewandte Koeffizient der Biegungsfestigkeit. Derselbe bringt die erheblich grössere Druckfestigkeit zur Geltung und schafft durch Einsetzung in die gewöhnliche Biegungsformel annähernd den richtigen Wert, der aber sicherer durch die vorhin dargelegte Ermittelung gewonnen wird. — Wie vorhin schon bemerkt, hat man schon vor langer Zeit erkannt, dass die gewöhnliche Biegungsformel unter Ansatz des Zug- oder Druck-Koeffizienten kein richtiges Resultat ergiebt und dass man daher unter Beibehaltung der gewöhnlichen Formel durch Biegungsversuche besondere Koeffizienten (die Koeffizienten der Biegungsfestigkeit) ermittelt habe. Der von Herrn Föppl aus seinen Biegungsversuchen abgeleitete Koeffizient ist also ein Biegungskoeffizient und nicht der Koeffizient der wahren Zugfestigkeit. — Die von Herrn Föppl ausgesprochene Meinung, dass durch die Erfindung der wahren Zugfestigkeit der früher bestandene Widerspruch zwischen Biegungsfestigkeit und Zugfestigkeit gehoben sei, ist irrig; denn wenn bei dem fraglichen Granitbalken die Zugfestigkeit $K_z = 150$ kg/qcm betrüge, so würde derselbe, da die Druckfestigkeit $K_d = 1260$ kg/qcm ist, erst bei der Belastung von 26 000 kg brechen; er ist aber bei 12 000 kg gebrochen. Nach allen Versuchen ist bei Körpern, deren Druckfestigkeit grösser ist als die Zugfestigkeit, — die Biegungsfestigkeit grösser als die Zugfestigkeit. Also ist der Widerspruch nicht gehoben, sondern er ist völlig verblieben. Der Widerspruch würde nur dann nicht stattfinden, wenn auch die Druckfestigkeit 150 kg betrüge, sodass also Druck- und Zugfestigkeit gleich gross wären, wie es beim Schmiedeeisen und Stahl der Fall ist. Bei den Steinbalken ist aber die Druckfestigkeit ganz bedeutend grösser als die Zugfestigkeit.

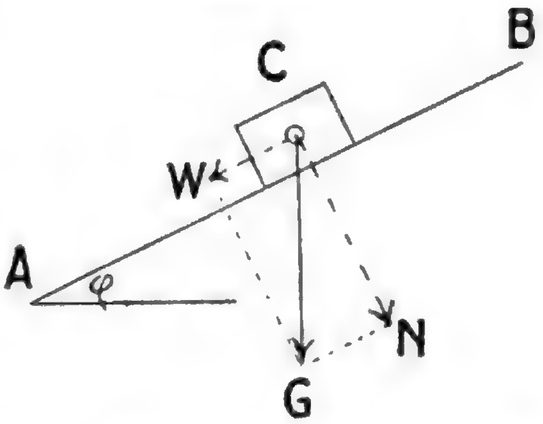
Im Anschlusse an die Untersuchungen von Steinbalken hat Herr Föppl auch Gusseisenbalken und Cementbalken untersucht. Er ist dabei nach seinem Aufsatze in der Thonindustrie-Zeitung 1896, S. 145 zu der Ansicht gelangt, dass für Cementbalken die „wahre“ Zugfestigkeit $2\,{}^1/_{10}$ mal grösser anzunehmen sei, als die „scheinbare“ Zugfestigkeit, welche durch die üblichen Zerreissungsversuche mit dem Michaelischen Apparate an den Achterstücken sich ergeben. Es ist das der-

selbe Irrtum, welcher vorstehend in betreff der Steinbalken dargelegt ist. Die von Herrn Föppl behauptete „wahre" Zugfestigkeit, ist nicht die wirkliche, wahre Zugfestigkeit, sondern die sogenannte Biegungsfestigkeit. — Die von Herrn Föppl aufgestellte Behauptung der „scheinbaren" und „wahren" Zugfestigkeit hat der Prof. v. Bach in Stuttgart in einem Vortrage im Württembergischen Vereine für Baukunde (s. Deutsche Bauzeitung 1898, S. 107), sowie in einem Aufsatze in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1898, S. 238 und 336, entschieden verworfen mit der Bemerkung: er stehe auf dem Standpunkte, dass man schon angesichts der grossen Verantwortlichkeit, welche die ausführende Technik meist zu tragen hat, solche Angaben, die um Hunderte von Prozenten von der Wirklichkeit abweichen, nicht machen soll, ohne sie durch den unmittelbaren Versuch wenigstens einigermassen geprüft zu haben. Diesen Standpunkt muss man als durchaus berechtigt anerkennen. In der That ist es als ungerechtfertigt zu erachten, wenn, insbesondere von hervorragender Stelle, derartige Angaben gemacht werden, die ganz dazu angethan sind, heillose Verwirrung und selbst grosses Unheil anzustiften.

§ 95. Die Schubfestigkeit der Steine, des Mörtels und des Mauerwerks.

Nach Bauschinger ist annähernd anzunehmen: die Schubfestigkeit der Steine zu $^1/_{13}$ der Druckfestigkeit; — die Schubfestigkeit des Portlandcements zu etwa $^1/_6$ der Druckfestigkeit oder zu dem 2 fachen der Zugfestigkeit. Ebenso ist etwa die Schubfestigkeit des Betons und des Cementmörtelmauerwerks anzunehmen. Von Kalkmörtelmauerwerk ist meines Wissens die Schubfestigkeit durch Versuche noch nicht ermittelt.

Abb. 212.



Der Reibungswiderstand von Stein auf Stein wird nach dem Reibungswinkel φ, siehe Abb. 212, bestimmt, bei welchem der auf einer Steinfläche AB liegende Stein C zu gleiten beginnt. Der Reibungswiderstand W ist $= f \cdot N$;

Digitized by

darin bezeichnet N den Normaldruck gegen die geneigte Ebene $= G \cdot \sin \varphi$ (G das Gewicht des Steines C) und f den Reibungskoeffizienten. Dieser ist für Stein auf Stein $= 0{,}6$—$0{,}75$, entsprechend der Tangente des Reibungswinkels $\varphi = 31$—37^0. Ist die Gleitebene $A\,B$ horizontal, wie in Abb. 213, so ist dann N, der Normaldruck, $=$ dem Gewicht G und demnach $W = f \cdot G$. Man hat nun danach die Lehre aufgestellt: zur Verhinderung des Gleitens müsse die Druckkraftlinie M (Abb. 214) mit der Normalen R zur Fugenfläche einen kleinern Winkel ψ einschliessen als den Reibungswinkel φ, und zwar so, dass gegen Gleiten derselbe Sicherheits-

Abb. 213.

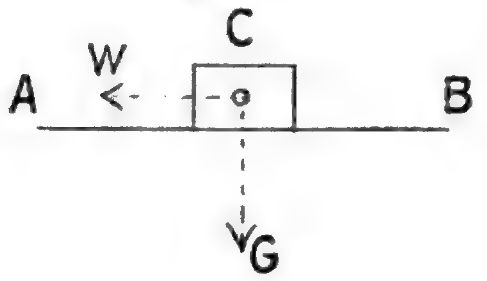
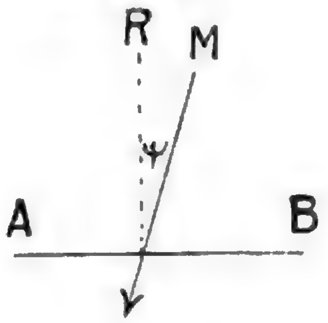


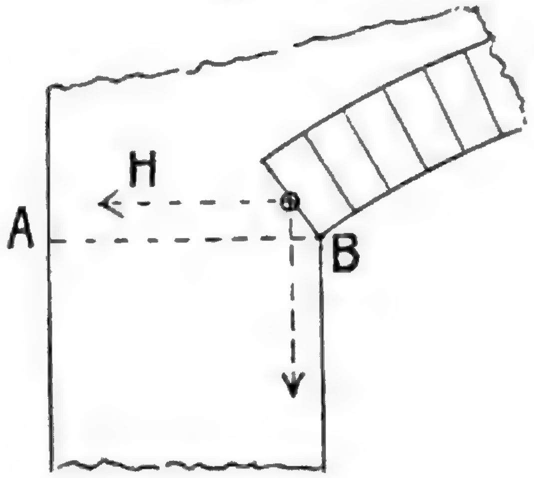
Abb. 214.



koeffizient vorhanden sei, wie gegen Drehung, also bei Brücken- und Futtermauern der Sicherheitskoeffizient 2. Danach müsste also der Winkel ψ nur 17—21^0 betragen, damit dessen Tangente nur halb so gross sei, als die Tangente von φ (siehe Scheffler, Gewölbe und Futtermauern, S. 136 und 352). Diese Regel soll bei Gewölben, deren Widerlagern, bei Futtermauern u. s. w. befolgt werden. Die Erfahrung lehrt aber, dass dieselbe für Mauerwerk als gültig nicht anzuerkennen ist, da bei Mauerwerk die Steine nicht derart aufeinander liegen, wie es bei den Reibungsversuchen von Stein auf Stein der Fall ist, sondern durch Mörtel verbunden sind, sodass also bei der Verschiebung auch der Widerstand wirkt, welcher durch die Adhäsion des Mörtels an den Steinen erzeugt wird. Es ist daher bei Mauerwerk der Widerstand gegen Gleiten grösser als bei Steinen ohne Mörtelverbindung, und zwar um so grösser, je grösser die Festigkeit des Mörtels ist, — also bei Cementmörtelmauerwerk grösser, als bei Kalkmörtelmauerwerk. Aber selbst bei diesem ist der Widerstand schon nach kurzer Zeit grösser als bei Steinen ohne Mörtelverbindung. Versuche darüber fehlen zur Zeit noch. Ich will durch ein Beispiel die Richtigkeit der vorstehenden Behauptung zeigen. Bei der in

meiner Schrift: „Beitrag zu den Gewölbekonstruktionen, Hannover 1899“ behandelten und auf Blatt 22 gezeichneten Brücke der Hannoverschen Eisenbahnen ist das Gewicht des Mauerwerks und der Überschüttung oberhalb der Fuge AB (Abb. 215) = 7,6 cbm und das Gewicht des halben Gewölbes = 7 cbm, also Gesamtgewicht $G = 14{,}6$ cbm. Der Widerstand gegen Gleiten berechnet sich also nach der vorstehenden Formel $W = f \cdot G = 0{,}6 \cdot 14{,}6$ cbm $= 8{,}76$ cbm. Der Horizontalschub H des Gewölbes ist aber = 10 cbm, sodass also noch nicht einmal Gleichgewicht vorhanden wäre, von 2facher Sicherheit ganz zu schweigen. Das in Kalkmörtel ausgeführte Mauerwerk hat aber eine Verschiebung nicht erlitten. Solche Beispiele lassen sich in grosser Zahl anführen, sowohl aus dem Brückenbau als auch aus dem Hochbau. Es ist danach unzweifelhaft, dass das gemörtelte Mauerwerk einen grösseren Widerstand gegen Schub bezw. Gleiten besitzt, als den Reibungswiderstand von Stein auf Stein. In welchem Maasse das der Fall ist, das muss durch Versuche ermittelt werden, und zwar muss nicht nur die Schubfestigkeit des Mauerwerks, sondern auch die Wirkung der Belastung ausfindig gemacht werden, da durch grössere Belastung der Widerstand unfraglich vergrössert wird.

Abb. 215.



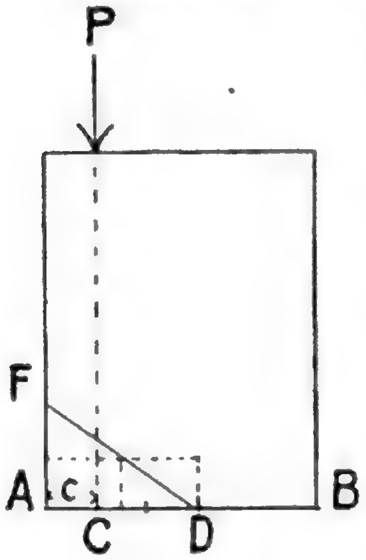
§ 96. Die Druckverteilung im Mauerwerk bei excentrischer Belastung.

Diesen für das Bauwesen hochwichtigen Gegenstand habe ich in meiner Schrift „Die Lage der neutralen Schicht bei gebogenen Körpern und die Druckverteilung im Mauerwerk bei excentrischer Belastung, Hannover 1897“ ausführlich behandelt und erlaube mir darauf Bezug zu nehmen. In früherer Zeit hat man diesen Gegenstand wenig beachtet, man hat angenommen, dass bei excentrischer Belastung durch den Steinverband die ungleiche Belastung genügend verteilt werde. Das ist auch bis zu einem gewissen Grade der Fall, aber eine völlig gleichmässige Verteilung wird dadurch nicht bewirkt.

In neuerer Zeit hat man mit Recht diesem Gegenstande eine grössere Beachtung zugewandt. Man betrachtet das Mauerwerk als elastischen Körper und behandelt dasselbe nach den Gesetzen der Elastizitätslehre. Dieses Verfahren ist für Cementmörtelmauerwerk unverkennbar berechtigt; denn solches Mauerwerk hat einen hohen Grad der Zugfestigkeit und ist also elastisch. Aber anders verhält sich's mit frischem Kalkmörtelmauerwerk. Dieses hat anfänglich nur einen geringen Grad der Zugfestigkeit, welcher zur Zeit durch Versuche noch nicht ermittelt ist, sodass es zur Zeit noch fraglich ist, ob dasselbe nach den Gesetzen der Elastizitätslehre behandelt werden kann. Neuere Autoren haben die Zugfestigkeit des frischen Kalkmörtelmauerwerks als Null angenommen; das ist aber unstatthaft; denn wenn auch die Zugfestigkeit ganz zu Anfang sehr gering ist, so hat dieselbe doch bald, z. B. nach 3 Monaten, einen Wert, der schon erheblich über Null hinausgeht. Hoffentlich wird durch baldige Versuche diese Angelegenheit aufgeklärt.

Durch eine excentrisch wirkende Druckkraft P (Abb. 216) ergiebt sich ein Drehmoment, und dadurch eine Biegung und eine Vergrösserung der Spannung nach A zu. Die Druckverteilung soll nach der neuern Theorie für Querschnitte, welche nur Druck aufzunehmen vermögen (also insbesondere für frisches Kalkmörtelmauerwerk) ermittelt werden, wie folgt. Die Entfernung der excentrisch wirkenden Druckkraft P von der nächsten Kante A, $= c$ gesetzt, wird von A ab 3fach bis D abgetragen; dann ist AD der sogenannte wirksame Querschnitt, auf welchen der ganze Druck P sich verteilt, sodass auf den Teil DB überhaupt kein Druck wirkt. Der wirksame Querschnitt hält $3c \cdot b$ (darin b die Breite der Grundfläche). Die Maximalspannung bei A ist doppelt so gross, als wenn sich der Druck P gleichmässig auf den wirksamen Querschnitt verteilte, also auf die Flächeneinheit $N \max = \frac{2P}{3bc}$.

Abb. 216.



Dieses Maass von A bis F aufgetragen und die Linie FD gezogen, so stellt das Dreieck ADF die Druckfigur dar. — Diese Theorie hat zur Grundlage die Annahme, dass bei der

Biegung die neutrale Achse unveränderlich durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche gehe. Nun ist aber in meiner vorhin angezogenen Schrift, sowie auch vorstehend im § 94 nachgewiesen, dass bei Körpern, deren Druckfestigkeit grösser als die Zugfestigkeit ist, wie solches bei Mauerwerk der Fall ist, die neutrale Schicht bei der Biegung sich nach der Druckseite hin verschiebt. Danach ergiebt sich dann ein erheblich anderes Resultat für die Druckverteilung, als die fragliche Theorie. Ich habe in meiner vorbezeichneten Schrift bei einer grössern Zahl ausgeführter und bewährt befundener Bauwerke nachgewiesen, dass die fragliche Theorie Spannungen ergiebt, die sehr weit über den Festigkeitsgrad des Mauerwerks hinausgehen, sodass also der Einsturz der geprüften Bauwerke hätte erfolgen müssen, während sie seit langen Jahren als standfähig sich erwiesen haben. Daraus ergiebt sich, dass die fragliche Theorie falsch ist; denn eine Theorie darf mit sicheren Thatsachen nicht im Widerspruch stehen. — Wird bei Biegung von Cementmörtelmauerwerk die stattfindende Verschiebung der neutralen Schicht berücksichtigt, so ergeben sich Spannungswerte, die zulässig sind, und daraus ergiebt sich wiederum das Stattfinden der Verschiebung der neutralen Schicht. — Das Kalkmörtelmauerwerk kann zur Zeit als elastischer Körper noch nicht behandelt werden, weil dessen Zugfestigkeit noch nicht durch Versuche ermittelt ist. Ich habe daher in meiner vorhin angezogenen Schrift ein anderes Verfahren zur Ermittelung der Druckverteilung in Vorschlag gebracht, das mit der Erfahrung im Einklange steht.

§ 97. Die Vorschriften der Bauabteilung des Königl. Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, sowie der Berliner Baupolizei in Bezug der zulässigen Beanspruchung von Mauerwerk auf Druck.

Diese Vorschriften, welche in den vorstehenden Abhandlungen mehrfach erwähnt sind, lauten vollständig wie folgt:

1) Vorschrift der Bauabteilung des Königl. Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, erlassen unterm 16. Mai 1890, zunächst für das Hochbauwesen:

	Für 1 qcm in kg
Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel	5
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	7
Ziegelmauerwerk in Cementmörtel	12

	Für 1 qcm in kg
Bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel	14—20
Mauerwerk aus porigen Steinen, je nach der Festigkeit derselben	3—6
Granit	45
Niedermendiger Basaltlava	40
Sandstein, je nach der Härte	15—30
Rüdersdorfer Kalkstein in Quadern	25

2) Vorschrift der Berliner Baupolizei:

	Für 1 qcm in kg
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	7
Gutes Ziegelmauerwerk in Cementmörtel	11
Bestes „ „ „	12—14
Poröse Wölbziegel, leicht gebrannt	3
„ „ hart „	6
Tuffstein aus dem Brohlthale	6
Marmor	24
Basalt	75
Granit	45
Rüdersdorfer Kalkstein in Quadern	25
Nebraer Sandstein, rot	15
„ „ hell	30
Glas	75
Stein aus Cement, Schlacken und scharfem Sand (Nachweis durch Druckprobe)	12

Diese Vorschriften gründen sich auf die Erfahrung, sie haben sich in ausgedehntem Maasse bewährt, daher auch weit über die Kreise, für welche sie erlassen sind, hinaus Anerkennung und Geltung gewonnen, und empfehlen sich zu allgemeiner Annahme, selbstverständlich unter Berücksichtigung der etwa obwaltenden besonderen Umstände, durch welche eine Abweichung geboten ist. Ich habe dieselben bereits in meiner Schrift: „Die Festigkeit der Baumaterialien, die Tragfähigkeit des Baugrundes und die bei Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen, Hannover 1891" zum Abdruck gebracht, wiederhole dieselben hier aber nochmals, um zur Verbreitung deren Kennt-

nis und zur Berücksichtigung derselben bei Bauausführungen thunlichst beizutragen. In meiner eben erwähnten Schrift habe ich auch mitgeteilt die Angaben der Preuss. Ministerial-Bauabteilung über die bei Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen, nämlich die Eigengewichte der hauptsächlichsten Baumaterialien, die Eigengewichte der Zwischendecken, die Nutzbelastung der Decken, die Eigengewichte der Dächer, die Schneebelastung und den Winddruck. Ferner habe ich daselbst auch mitgeteilt Rondelets Angaben über die Belastungen, welche bei einigen der kühnsten Bauwerke stattfinden.

VIII. Abschnitt.

Die Überdeckung der Öffnungen in den Mauern, der Öffnungen zwischen Pfeilern und Säulen, sowie Tonnengewölbe.

§ 98. Steinbalken.

Die einfachste Überdeckung der in den Mauern vorkommenden Öffnungen (Thor-, Thür-, Fensteröffnungen u. s. w.), sowie die Öffnungen zwischen Pfeilern und Säulen ist die mittelst

Abb. 217.

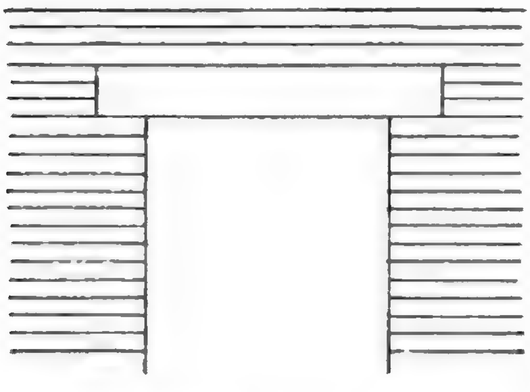
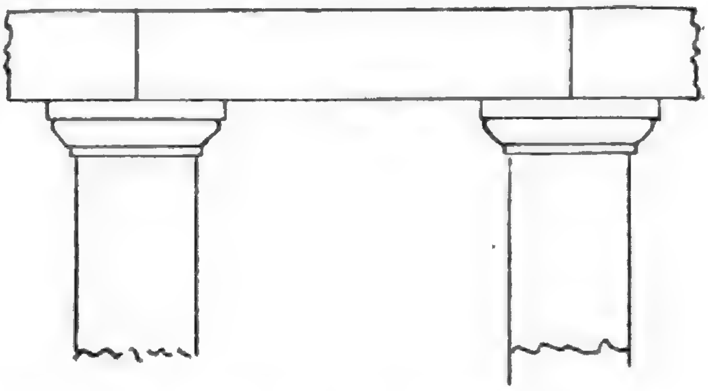


Abb. 218.



Steinbalken (Abb. 217 und 218). Die ersteren nennt man Sturz (Thürsturz, Fenstersturz), die letztere über Pfeilern und Säulen Architrav. Dieses System ist von den Ägyptern und Griechen u. s. w. bei ihren Monumentalbauten ausschliesslich angewandt und daher benennt man dieses System Architrav-Bausystem. Der Stein hat keine grosse Biegungsfestigkeit und daher ist man in diesem Systeme auf mässige Weiten der Öffnungen angewiesen. Um die Weite der Öffnungen einzuschränken, wendet man bei Thür- und Fensteröffnungen, sowie bei Kanälen u. s. w.

nach Abb. 219 Kragsteine an und zur Entlastung spannt man über den Thür- und Fensterstürzen nach Abb. 220 einen Entlastungsbogen. Der Zwischenraum *a* zwischen dem Entlastungsbogen und dem Quadersturze wird längere Zeit hindurch frei gelassen, damit durch die stattfindende Verdrückung des Bogens

Abb. 219.

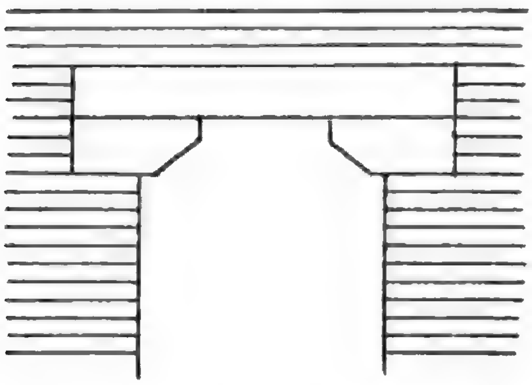
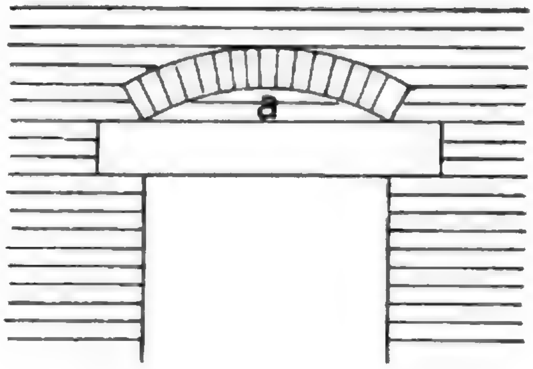


Abb. 220.



das Brechen des Sturzes verhindert werde. Auch bei der spätern Ausmauerung dieses Zwischenraumes *a* lässt man der Sicherheit halber unter dem Bogen eine offene Fuge, die nur aussen mit Mörtel verstrichen wird, sodass also auch die später noch eintretende Verdrückung ohne Nachteil für den Sturz erfolgen kann. Die zulässige Belastung der Architrave ist nach § 94 zu berechnen.

Abb. 221.

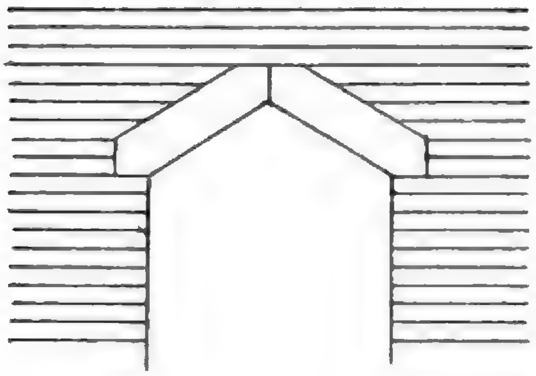
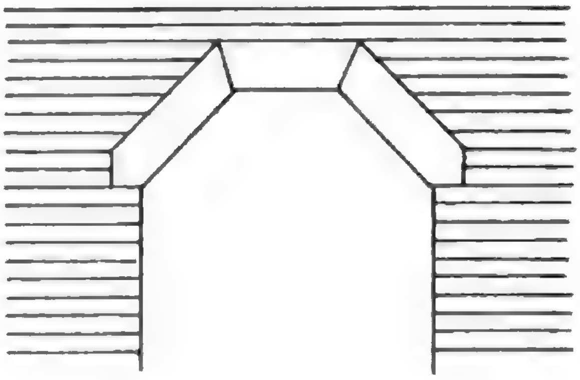


Abb. 222.

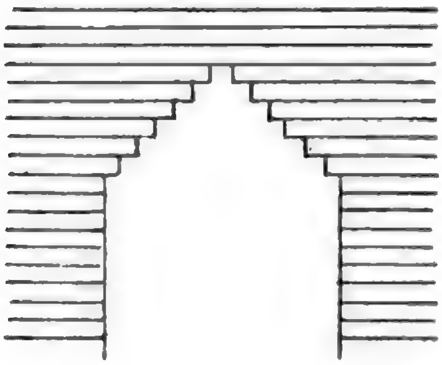


Eine andere Art der Überdeckung der Öffnungen, und zwar durch strebenartig gegen einander gestellte Quader, ist in den Abb. 221 und 222 dargestellt. Hierdurch wird Schub veranlasst, also muss eine genügende Widerlagerstärke vorhanden sein, wogegen der horizontale Steinbalken nur Vertikaldruck ausübt.

§ 99. Überkragung.

Die Schliessung der Maueröffnungen kann auch nach Abb. 223 durch Überkragung bewirkt werden. Bei Ziegelmauerwerk kragt man jede Schicht um $^1/_2$ Ziegelbreite (etwa unterm Winkel von 50^0) aus, bei Quaderwerk etwa unterm Winkel von 45^0 und bei Bruchsteinmauerwerk unterm Winkel von 60^0—75^0. Zunächst wird das ausgekragte Mauerwerk durch Hölzer unterstützt, solange bis der Mörtel einigermaassen fest geworden ist.

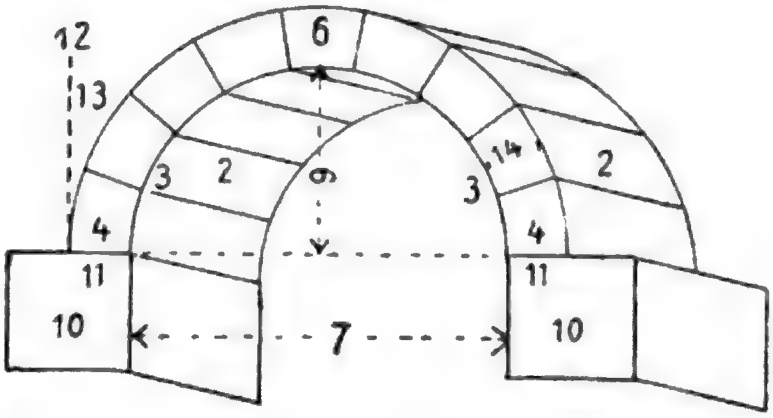
Abb. 223.



§ 100. Überwölbung, Bögen.

Die Wölbungen werden sowohl aus Quadern als auch aus Bruchsteinen, aus Ziegeln, sowie auch aus Beton hergestellt. Wölbungen von geringer Länge (rechtwinklig zur Stirnseite gemessen), nennt man Bögen, und Wölbungen von grösserer Länge nennt man Gewölbe. So nennt man die Überwölbung von Thür- und Fensteröffnungen: Thür- bezw. Fensterbögen, dagegen die Überwölbung von Brücken, Kanälen, Tunneln bezw. Brückengewölbe, Kanalgewölbe, Tunnelgewölbe — und die Überwölbungen von Gebäuderäumen bezw. Kellergewölbe, Hallengewölbe, Kirchengewölbe u. s. w. Die Konstruktionsregeln sind für Bögen und Gewölbe grösstenteils dieselben.

Abb. 224.



Die einzelnen, in Abb. 224 bezeichneten Teile der Bögen und Gewölbe haben folgende Benennungen: 1) die Stirn oder das Haupt (Vorderhaupt und Hinterhaupt, bei Brücken Oberhaupt und Unterhaupt); 2) die innere und äussere Leibung; 3) die Gewölbeschenkel; 4) die Gewölbeanfänger; 5) die Wölbsteine; 6) der Schlussstein; 7) die Spannweite; 8) der Scheitel; 9) die Scheitelhöhe (die Wölbhöhe, die Pfeilhöhe, der Pfeil und bei sehr geringer Höhe der Stich); 10) die Widerlager, Widerlags-

mauern; 11) die Kämpfer; 12) die Hintermauerung; 13) die Zwickel; 14) die Gewölbstärke (Gewölbdicke); 15) der Gewölbeschub; 16) die Stirn- oder Schildmauern.

§ 101. Verschiedene Arten der Bogenlinien.

Die Gewölbe- oder Bogenlinien haben folgende Bezeichnungen: 1) Vollkreis- oder Halbkreis- oder Rundbogen: 2) überhöhter Halbkreisbogen; 3) gedrückter Bogen; 4) Flachbogen; 5) Stichbogen; 6) scheitrechter Bogen; 7) elliptischer Bogen (stehender bezw. liegender); 8) Korbbogen; 9) Parabelbogen; 10) Kettenlinienbogen; 11) Stützlinien- oder Drucklinienbogen; 12) gotischer oder Spitzbogen; 13) gebrochener Spitzbogen; 14) normannischer Spitzbogen; 15) maurischer oder Hufeisenbogen; 16) steigender Bogen oder einhüftiger Bogen.

§ 102. Stärke der Wölbungen und deren Widerlager.

Beim Entwerfen von Wölbungen kommt zunächst hauptsächlich in Frage: die Stärke der Wölbung und die Stärke deren Widerlager. Beide sind abhängig von der Spannweite, der Pfeilhöhe, der Wölblinie, der Eigenlast der Wölbung, der darauf wirkenden Belastung (Eigenlast und Nutzlast), der Hintermauerung, sowie von der Festigkeit des Wölbmaterials. Es kommen dabei also eine grosse Zahl von Funktionen in Betracht, die bei den vorkommenden Wölbungen mehr oder weniger verschieden sind. Daraus wird erklärlich, dass es unmöglich ist, allgemein gültige Formeln für die Berechnung der fraglichen Stärken aufzustellen. Man ist bestrebt gewesen, empirische Formeln aufzustellen auf Grund von Erfahrungen, aber dieselben geben so sehr voneinander verschiedene Resultate, dass darauf wenig Wert zu legen ist. Es ist daher entschieden als geboten zu erachten, das in der neuern Zeit mehr und mehr zur Geltung gekommene Verfahren, nämlich die Konstruktion der Drucklinie, in Anwendung zu bringen, da solches, auf streng wissenschaftlicher Grundlage ruhend, in jedem Falle ein völlig richtiges Resultat zu geben geeignet ist. Allerdings müssen bei der Anwendung dieses Verfahrens diejenigen Fehler vermieden werden, welche in verschiedenen neueren Lehrbüchern sich finden; es sind daselbst die Gewölbe irrtümlich als freistehend aufgefasst, also ohne Berücksichtigung der so wesentlichen Einwirkung der Hintermauerung, und ferner ist die fehlerhafte Naviersche Theorie der Druckverteilung bei excentrisch wirkendem Druck angenommen. Ich habe solches in meiner Schrift: „Beitrag zu

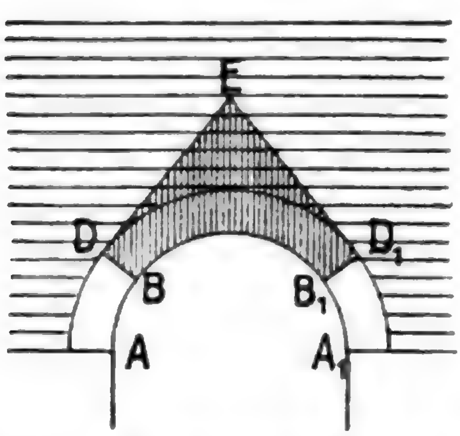
den Gewölbekonstruktionen, mit 22 Blatt Zeichnungen, Hannover 1899", nachgewiesen und dargelegt, dass unter Vermeidung dieser Fehler durch das fragliche Verfahren Resultate sich ergeben, die mit der Erfahrung völlig im Einklange stehen und als richtig anzuerkennen sind, dass also dieses Verfahren entschieden zur Anwendung sich empfiehlt.

In betreff der Bögen über den gewöhnlichen Maueröffnungen (Thor-, Thür-, Fensterbögen u. s. w.), sowie über Säulen- und Pfeilerstellungen u. dergl. liegen so viele Erfahrungen vor, dass man deren Stärke danach ohne weiteres bestimmen kann. Die üblichen Stärken betragen:

Spannweite	halbkreisförmig	gedrückt
bis 1,5 m	25 cm	25 cm
1,5—3,0 „	38 „	38 „
3,0—5,0 „	38—51 „	51 „
5,0—8,0 „	51—64 „	64 „
Entlastungsbogen über Thür- und Fensterstürzen.		12—25 cm

Sind in hohen Mauern die Bögen in voller Mauerstärke übermauert, so hat man als Belastung des Bogens nur den keilförmigen Teil $B\,D\,E\,D_1\,B_1$ (Abb. 225) in Betracht zu ziehen, da das Mauerwerk oberhalb der unterm Winkel von 50° bezw. 60—75° geneigten Linien $D\,E$ und D_1E durch Übertragung standfähig ist, wie vorhin in § 99 in Abb. 223 angegeben. Zur Beschränkung der Belastung der Wölbung und des Schubes gegen die Widerlager pflegt man über den Bögen der Thür- und Fensteröffnungen eine Ausnischung herzustellen. Dadurch wird auch die Masse des Mauerwerks beschränkt, also an Kosten gespart und der Druck auf das Fundament und auf den Baugrund beschränkt.

Abb. 225.

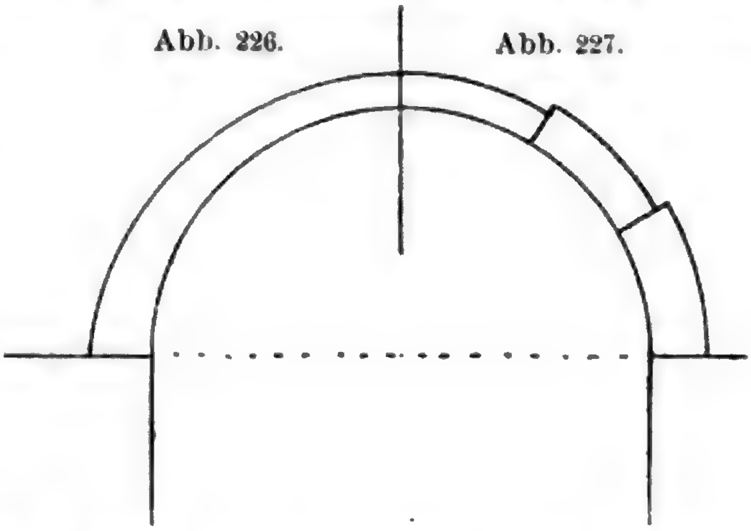


§ 103. Konstruktion der Wölbungen.

Der Druck, die Pressung in den Wölbungen nimmt vom Scheitel nach den Widerlagern hin allmählich zu. Daraus folgt, dass streng genommen die Stärke (Dicke) der Wölbung vom Scheitel nach den Widerlagern hin im gleichen Verhältnisse

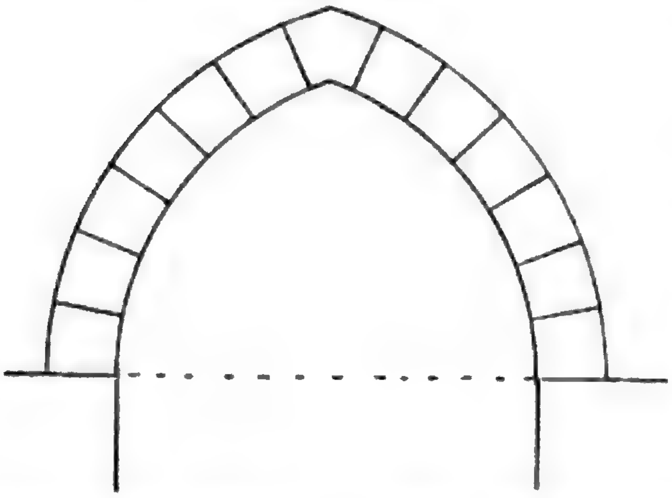
der Druckvergrösserung allmählich zunehmen muss, damit in der ganzen Wölbung durchweg gleicher Druck stattfinde. Eine solche Wölbung, wie sie in Abb. 226 dargestellt ist, lässt sich aus Bruchsteinen oder Beton ohne Schwierigkeit ausführen, aber die Ausführung in Quadern oder Ziegeln ist mit erheblichen Schwierigkeiten verknüpft. Für jede Schicht jeder der beiden Hälften müssen besondere Steine hergestellt werden, das erschwert die Ausführung in ganz erheblichem Grade, besonders für Ziegel. Man ist deshalb darauf geführt worden, die Stärkenzunahme nicht allmählich, sondern in Absätzen stattfinden zu lassen, wie Abb. 227 zeigt. Dann hat man doch nicht so viele Arten von Wölbsteinen als wenn alle Schichten verschieden sind. Bei grossen Wölbungen muss dieses Verfahren in Anwendung gebracht werden, dagegen wird bei kleineren Wölbungen davon Abstand genommen und die Wölbung in derjenigen Stärke, welche sie am Widerlager haben muss, gleichmässig bis zum Scheitel ausgeführt, weil die dadurch stattfindende Vereinfachung der Ausführung höher anzuschlagen ist, als die verhältnismässig geringe Ersparung durch die Beschränkung der Gewölbestärke nach oben hin.

Abb. 226. Abb. 227.



Die einfachste Herstellung der Wölbungen besteht darin, dass alle Wölbschichten, also auch der Schlussstein, ganz gleich gefertigt werden, wie in der vorstehenden Abb. 224 gezeichnet ist. In der spätrömischen Bauperiode, sowie in der Renaissance- und Barockperiode hat man aber die Schlusssteine in besonderer Grösse und Form hergestellt.

Abb. 228.



Bei Kreisbögen, elliptischen Bögen und scheitrechten Bögen wird stets eine ungerade Zahl von Wölbschichten in Anwendung gebracht, sodass im Scheitel keine Fuge, sondern eine Schlusssteinschicht sich ergiebt. Bei Spitzbögen aus Quadern wird ebenfalls eine Schlusssteinschicht nach Abb. 228 hergestellt. Bei Spitzbögen aus Ziegeln wird entweder ein Quaderschlussstein nach Abb. 229 in Anwendung gebracht, oder aber der Schluss in der Art, wie Abb. 230, 231 und 232 zeigen, beschafft. Die in Abb. 233 gezeichnete, von einigen Autoren empfohlene Konstruktion ist unpraktisch und entschieden verwerflich.

Abb. 229.

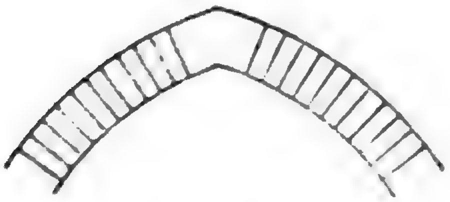


Abb. 232.

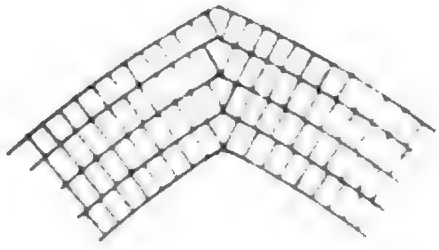


Abb. 230.

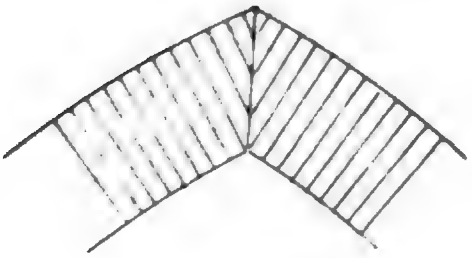


Abb. 233.

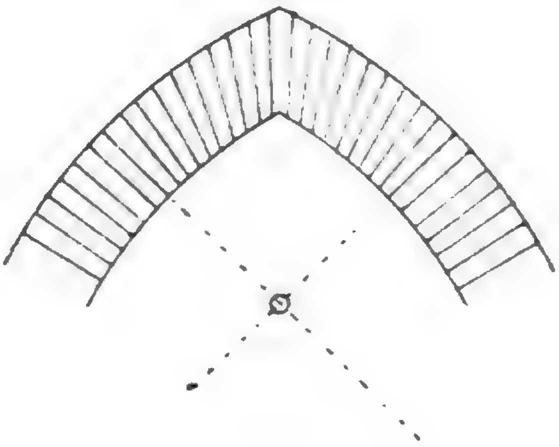
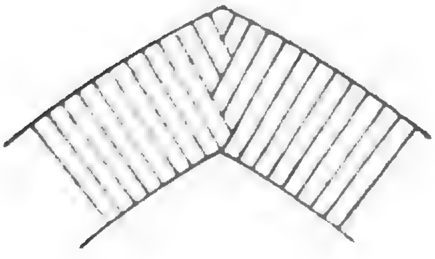


Abb. 231.



§ 104. Die Fugen der Wölbungen

sollen der Regel nach normal zur innern Leibungslinie gerichtet sein, sie müssen also bei einem Kreisbogen auf den Mittelpunkt desselben, also radial gerichtet sein, nicht zu faul und nicht zu stolz; bei elliptischen und anderen Bogenlinien normal zu der betreffenden Tangente der Bogenlinie. Danach erhalten die Wölbsteine an der innern Leibung rechtwinklige Kanten. Spitzwinklige Kanten müssen möglichst vermieden werden, da sie beim Transporte der Wölbsteine, sowie beim Vermauern

und durch die Pressungen leicht abgesprengt werden. Die Wölbfugen sollen *thunlichst schwach* und *parallel* sein, um ein möglichst geringes und gleichmässiges Setzen zu erwirken. Daraus ergiebt sich, dass die Wölbsteine *keilförmig* gestaltet sein müssen. Die Wölbquader müssen nach Schablonen und die Lagerflächen ganz besonders sorgfältig, möglichst eben bearbeitet werden. Die Schichtung der Wölbsteine soll normal zur Bogenlinie gerichtet sein. Die Ziegelwölbungen sollen in der Regel aus *keilförmigen Formziegeln* gefertigt werden, da die Herstellung der keilförmigen Ziegel durch Behauen sehr beschwerlich und kostspielig ist. Die Ausführung der Wölbungen aus gewöhnlichen, parallelepipedischen Ziegeln ist im allgemeinen

Abb. 234.

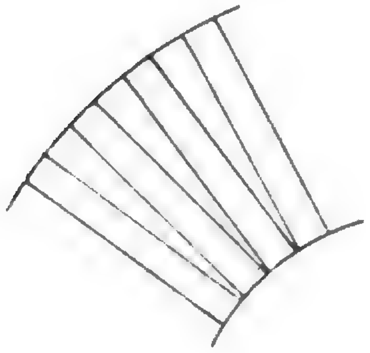
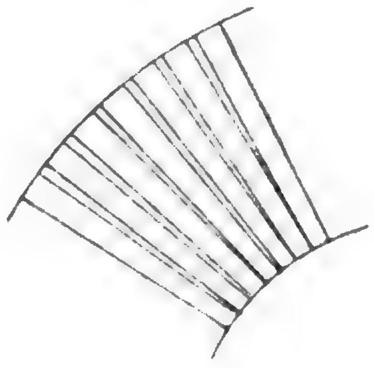


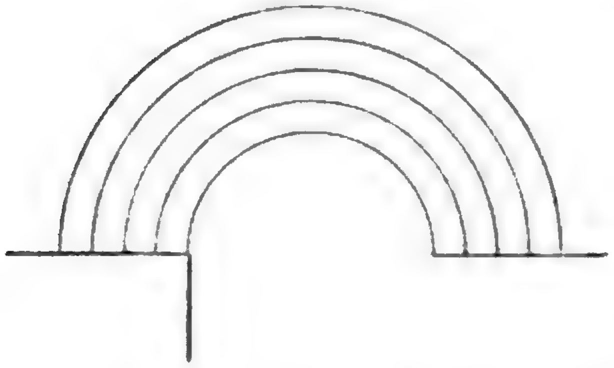
Abb. 235.



verwerflich, weil dabei keilförmige Fugen nach Abb. 234 entstehen, die sich ungleich setzen, wodurch die gleichmässige Druckverteilung verhindert wird. Besonders ist solches der Fall bei Anwendung von Kalkmörtel. Ist man in Ausnahmefällen gezwungen, gewöhnliche Ziegel zu verwenden, so ist es rätlich, Cement-Kalkmörtel anzuwenden. Die Verwendung von Kalkmörtel ist in diesem Falle nur zulässig bei ganz geringfügigen Wölbungen. Die Verbände der Ziegelwölbungen sind dieselben wie die früher für Pfeiler angegebenen. Bei verbandmässigen Ausführungen erhalten die Wölbziegel bei starken Wölbungen nach der äussern Leibung zu eine ungünstig grosse Stärke, wie Abb. 235 zeigt, da an der untern Leibung die Stärke nicht geringer als 2 ½ cm angenommen werden darf, weil sonst die Ziegel zu leicht zerbrechlich würden. Die Herstellung der sehr starken Wölbziegel ist aber sehr schwierig, da sie beim Trocknen und Brennen fehlerhaft werden. Man ist daher zur Vermeidung dieser Übelstände darauf geführt, die Ziegelwölbungen in Ringen (Schalen) von je ½ oder 1 Stein Stärke auszuführen, wie

Abb. 236 zeigt. Diese Konstruktion gewährt ausserdem den Vorteil, dass mit einem leichtern Lehrgerüste auszukommen ist, da man zunächst den untern Ring schliesst, welcher dann die obern Ringe trägt. Gegen diese Methode ist aber der Einwand erhoben, dass die Ringe keine gleichmässige Tragfähigkeit hätten, weil die Zahl der Fugen in den Ringen und somit das Schwinden und Setzen verschieden sei. Dieser Einwand ist berechtigt bei Anwendung von Kalkmörtel und deshalb die Anwendung von Cement-Kalkmörtel rätlich. Die Methode hat sich in der Praxis bewährt und wird vielfach in Anwendung gebracht.

Abb. 236.



§ 105. Der scheitrechte Bogen

ist eine unzweckmässige Konstruktion, gekünstelt, nicht naturwüchsig. Der Mittelpunkt C (Abb. 237), auf welchen die Wölbfugen gerichtet werden, wird so angenommen, dass die Verlängerungen der beiden Widerlagerlinien EA und DB bei C einen Winkel von 60—40⁰ bilden. Von dem scheitrechten

Abb. 237.

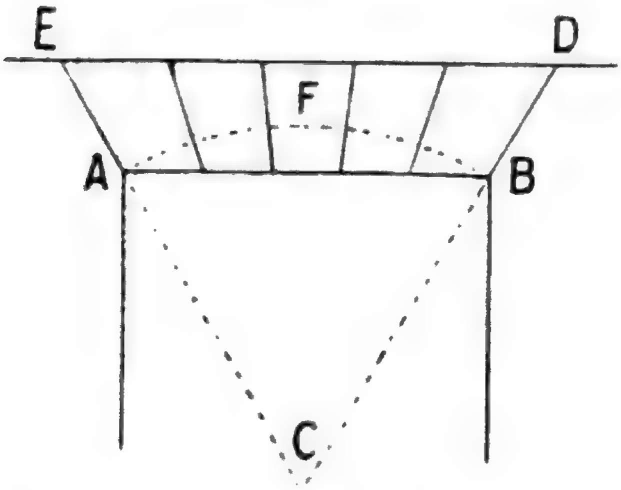
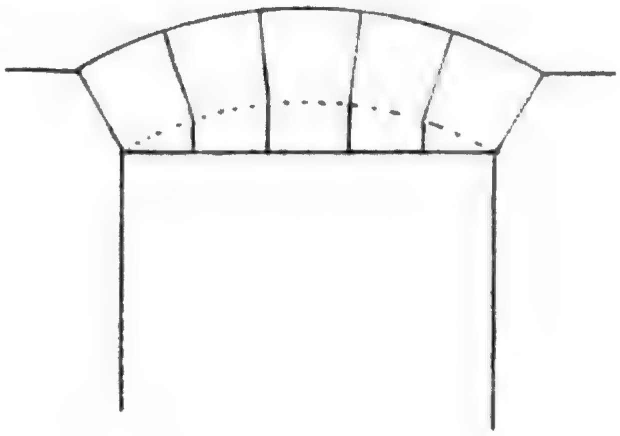


Abb. 238.



Bogen $ABDE$ ist hinsichtlich der Standfähigkeit nur der oberhalb der punktierten Bogenlinie AFB befindliche Teil wirksam. Derselbe muss daher oberhalb F noch die genügende Stärke haben. Der unterhalb der punktierten Linie AFB befindliche Teil ist nutzloser, nachteiliger Ballast. Die Wölbsteine sind sämtlich verschieden und haben sowohl an der untern als auch

an der obern Leibung spitzwinklige Kanten, welche beim Transport, beim Vermauern und durch die Pressung gar leicht beschädigt werden. Die von Rondelet in Vorschlag gebrachte Konstruktion nach Abb. 238, sowie die von anderen empfohlene Anordnung nach Abb. 239 haben keinen Anklang gefunden und sind auch nicht empfehlenswert. Es ist daher entschieden der Flachbogen nach Abb. 240 vorzuziehen. Dabei sind alle Wölbsteine gleich und alle Kanten rechtwinklig. Besonders ungünstig und unzweckmässig ist der scheitrechte Bogen für Ziegelbau

Abb. 239.

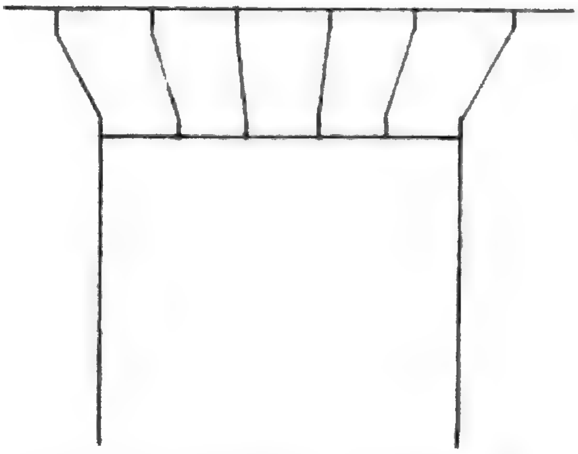
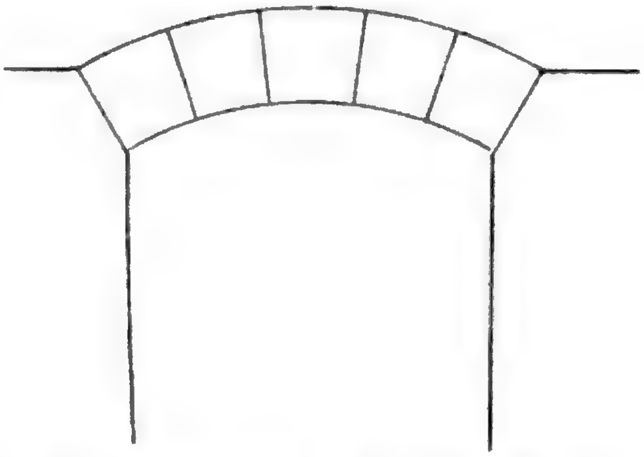


Abb. 240



ohne Verputzung wegen der dafür herzustellenden grossen Zahl verschiedener Formziegel, da das Behauen der Ziegel zu verwerfen ist. Die Senkung des in Ziegeln hergestellten scheitrechten Bogens über einer gewöhnlichen Fensteröffnung von etwa 1 m Breite beträgt etwa $1^1/_2$—2 cm; um soviel muss also das Lehrgerüst bogenförmig erhöht werden. Da aber ein scheitrechter Bogen mit gerader unterer Leibung den Eindruck macht, er habe sich durchgeschlagen, so muss man die Stichhöhe zu etwa 3 cm annehmen, sodass nach der Senkung noch ein Stich von $1^1/_2$—2 cm verbleibt. — Über scheitrechten Bögen von grösserer Spannweite muss ein Entlastungsbogen hergestellt werden.

§ 106. Anschluss der Hintermauerung an Bögen.

Im Anschluss der horizontalen Hintermauerungsschichten an die Bögen entstehen die sehr üblen spitzwinkligen Kanten *a*, *a* (Abb. 241). Besteht die Hintermauerung aus Bruchsteinen oder Ziegelmauerwerk, so nimmt man daran keinen Anstoss, man führt die Horizontalfugen in gewöhnlicher Weise gegen die äussere Leibung, behaut die Anschlusssteine soweit als thunlich

und behilft sich in den oberen Schichten, woselbst die spitzwinkligen Kanten immer ungünstiger werden, mit Eindrücken kleiner Steinstückchen. Bei gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk ist ja die Anwendung von Zwickern überhaupt gebräuchlich, und

Abb. 241.

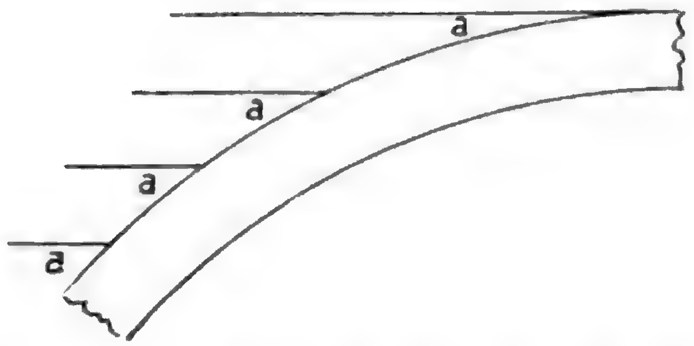
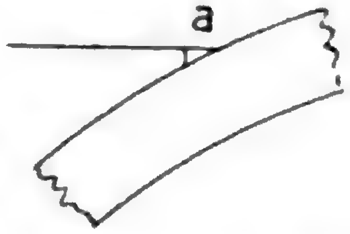


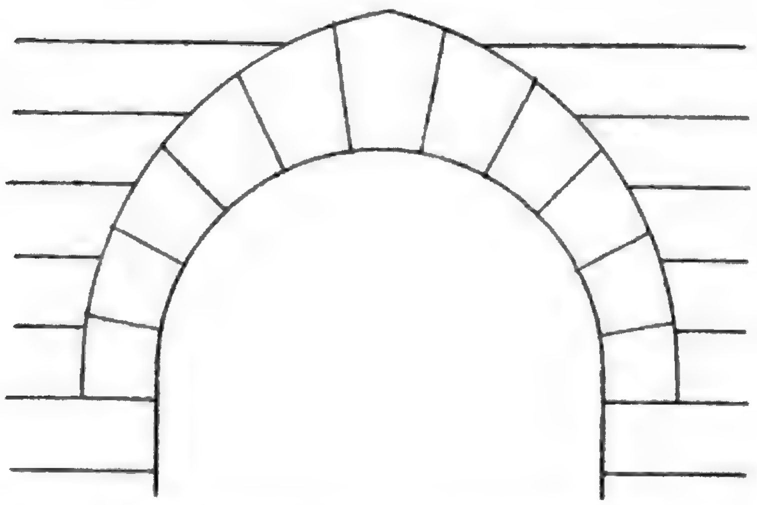
Abb. 242.



bei Ziegeln fügt man das an den Bogen anschliessende kleine Ziegelstückchen nach Abb. 242 mit möglichst enger Fuge *a* an den benachbarten Ziegel, füllt diese enge Fuge mit Mörtel völlig aus, überreibt sie mit einem Ziegelstück, sodass die Fuge *a* kaum bemerkbar ist.

Besteht aber die Hintermauerung aus Quaderwerk, so muss man eins der erfundenen Hülfsmittel anwenden, um den vorbezeichneten Übelstand zu heben. In der Florenzer Glanzperiode (Palast Pitti u. s. w.) hat man über den die untere Leibung bildenden Halbkreisbogen die äussere Leibung als Spitzbogen gebildet (Abb. 243). Dadurch wird der fragliche Übelstand zwar nicht beseitigt, aber doch vermindert. Andere vollständigere Anordnungen sind die folgenden. Nach Abb. 244 werden die horizontalen Fugen der Hintermauerung nicht dicht gegen die äussere konzentrische Leibung geführt, sondern nahe davor normal gegen die Leibung gerichtet. — Nach Abb. 245 werden die Horizontalfugen bis an die äussere Leibung geführt,

Abb. 243.



auf die Anschlusspunkte die Bogenfugen gerichtet und in jedem dieser Anschlusspunkte die Vertikalfuge zwischen Hintermauerungsschicht und Bogenstein angeordnet. Dadurch entstehen aber

Abb. 244.

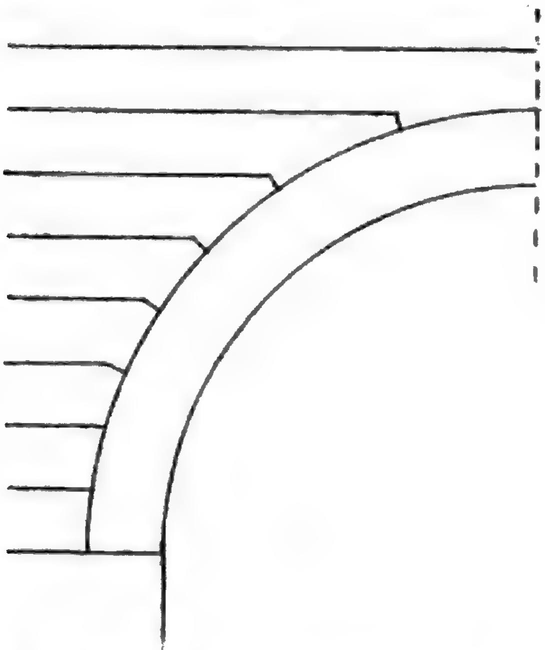
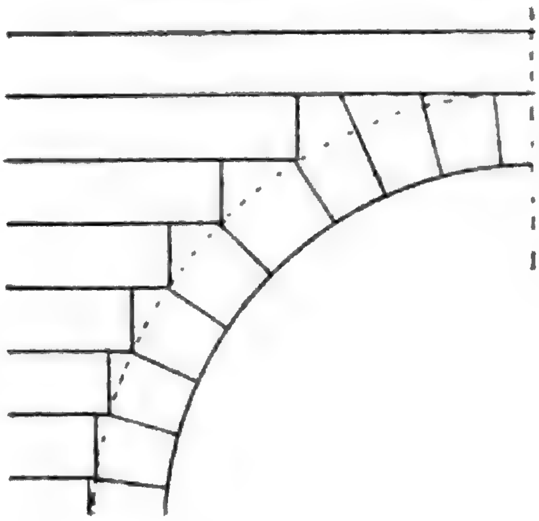


Abb. 245.



bei gleichen Schichthöhen der Hintermauerung ungleich breite Wölbsteine, welche einen so unangenehmen Anblick gewähren, dass man von dieser Anordnung Abstand nehmen muss. — In

Abb. 246.

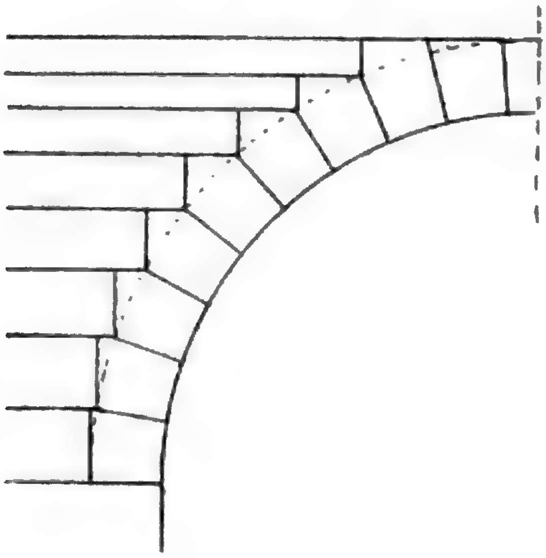


Abb. 247.

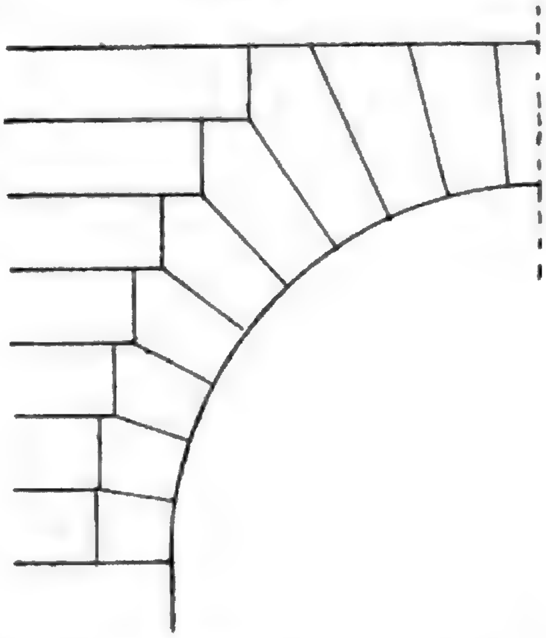


Abb. 246 sind gleich breite Wölbsteine angeordnet und auf die Anschlusspunkte der Wölbfugen an die äussere Leibung die Horizontalfugen gerichtet, wodurch sich ungleich hohe

Schichten der Hintermauerung ergeben, was aber ebenfalls so widerwärtig ist, dass auch von dieser Anordnung Abstand genommen werden muss. Es ist als geboten zu erachten, sowohl in der Hintermauerung als auch in der Wölbung eine gleiche

Abb. 248.

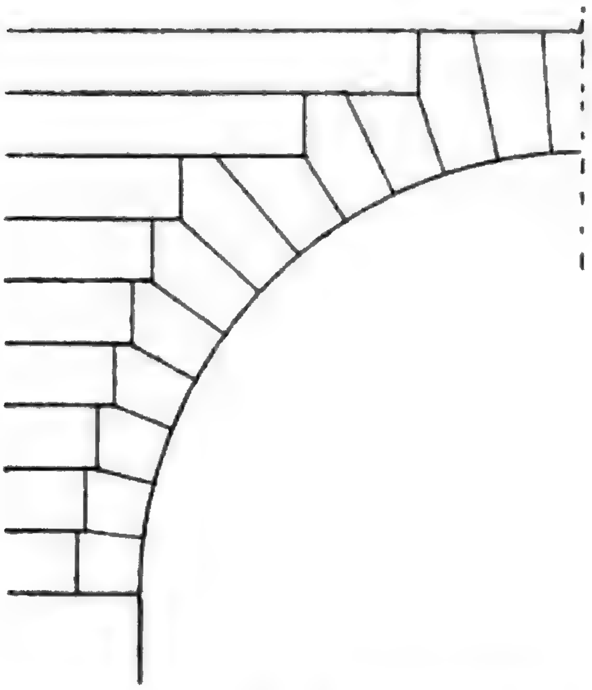
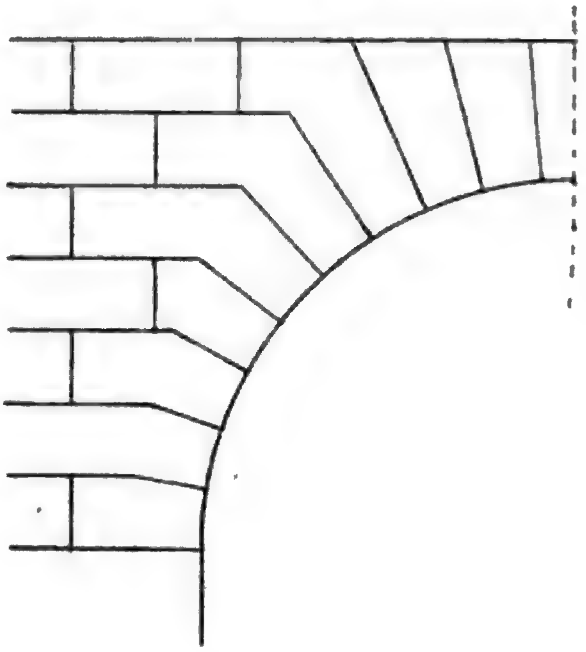
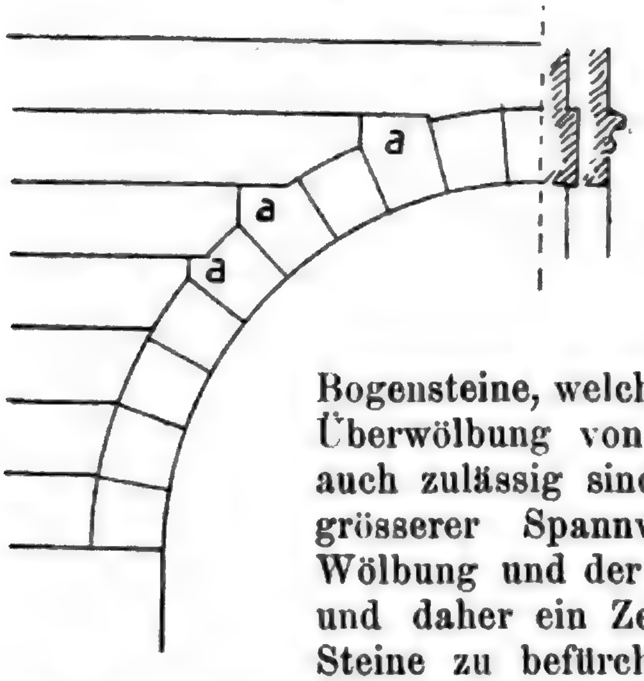


Abb. 249.



Schichtenhöhe zu beschaffen. Danach ergiebt sich die Anordnung Abb. 247. Hierbei werden die Bogensteine nach oben hin höher, indessen ist bei den gewöhnlichen Thür- und Fensteröffnungen dieses System doch anwendbar. Bei Wölbungen von grösserer Spannweite (z. B. grossen Brückenwölbungen) muss so verfahren werden, wie Abb. 248 zeigt. — Die Abb. 249 zeigt sog. hakenförmige Bogensteine, welche vielfach angewandt, und zur Überwölbung von Thür- und Fensteröffnungen auch zulässig sind; aber nicht für Wölbungen grösserer Spannweite, da das Setzen der Wölbung und der Hintermauerung ungleich ist, und daher ein Zerbrechen der hakenförmigen Steine zu befürchten ist. — In Abb. 250 ist noch ein anderes Verfahren dargestellt. Darnach werden gleich

Abb. 250.



breite Bogensteine und gleich hohe Hintermauerungsschichten angewandt und die allzuungünstigen spitzwinkligen Kantenteile an die Bogensteine angeschlossen, wie *a*, *a* zeigt. Damit aber das dadurch entstehende unschöne Aussehen beseitigt werde, lässt man die Stirn des Bogens etwas vor die Ebene der Hintermauerung vortreten oder stellt eine vortretende Gliederung (sog. Archivolte) her und arbeitet die dreieckigen Ansätze *a*, *a* zurücktretend in gleicher Ebene der Hintermauerung, sodass die äussere Leibungslinie in regelrechter Weise hervortritt und die kleinen Ansätze *a*, *a* als zur Hintermauerung gehörend erscheinen. — Noch ein anderes Verfahren zeigt Abb. 251, danach schliesst man die fragl. spitzwinkligen Schichtenteile an die darüber befindlichen Quader und schneidet die unterbrochene Horizontalfuge als blinde Fuge ein.

Abb. 251.

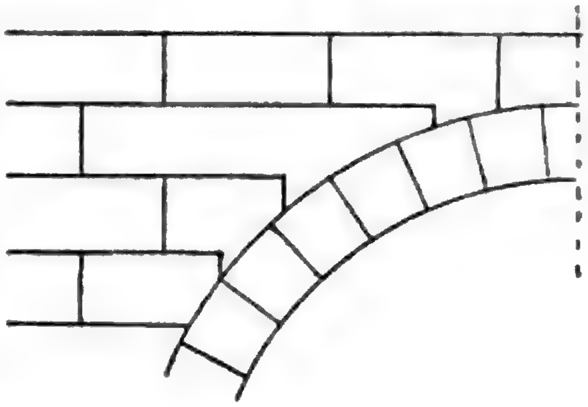
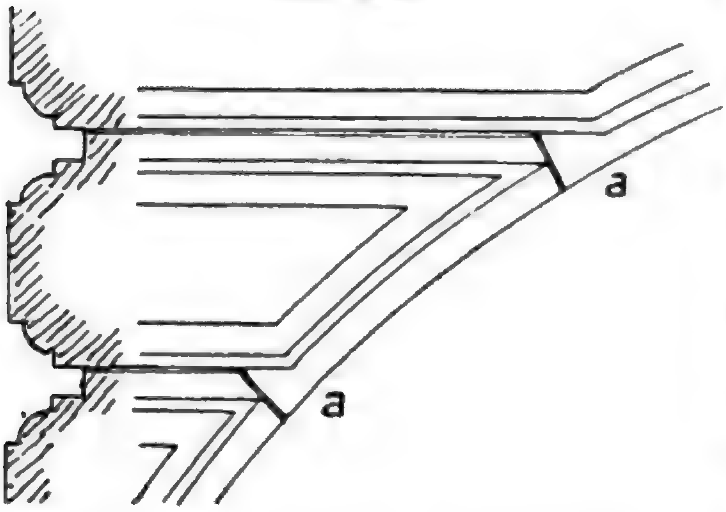


Abb 251 a



Bei Anwendung von gegliederten Quadern, wie sie bei den Florentiner Bauten (Palast Pitti u. s. w.) vorhanden sind, kann die böse Anschlussspitze so beseitigt werden, wie Abb. 251a zeigt. Das dreieckige Stückchen *a* wird an den obern Quader gesetzt.

Der Anschluss der Hintermauerung an flachbogige und scheitrechte Wölbungen muss nach Abb. 252 und Abb. 253 so getroffen werden, dass an die Kante der äussern Leibung und des Widerlagers bei *a* jedenfalls eine Horizontalfuge trifft, also **nicht** so wie Abb. 254 und Abb. 255 zeigen. Dagegen ist es nicht nötig, an der innern Leibungskante *b* eine Horizontalfuge anzuordnen, es ist vielmehr erheblich günstiger, wenn auf diesen Punkt *b* eine Horizontalfuge **nicht** trifft, da in diesem Falle nicht die ungünstige spitzwinklige Kante am Widerlags-

quader bei *b* sich bildet, die bei der Verdrückung der Wölbung leicht abplatzt. Gegen diese Anordnung wird in der Praxis leider vielfach verstossen; anstatt beim Entwerfen den obern Punkt *a* festzulegen, wird der untere Punkt *b* bestimmt und

Abb. 252

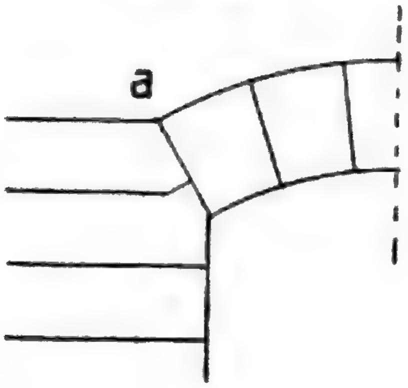
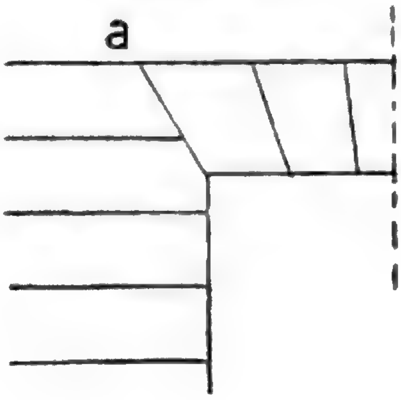


Abb. 253.



zwar in einer Horizontalfuge, sodass alsdann bei der Ausführung der in Abb. 254 gezeichnete, höchst unschöne und unzweckmässige Fall entsteht.

Abb. 254.

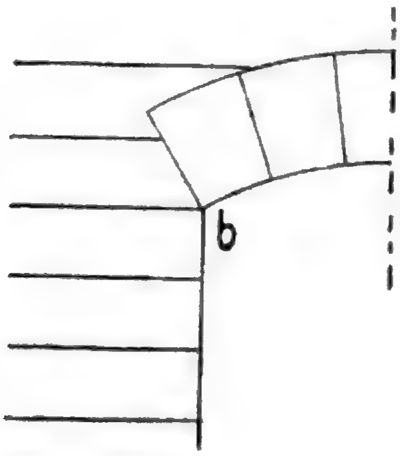
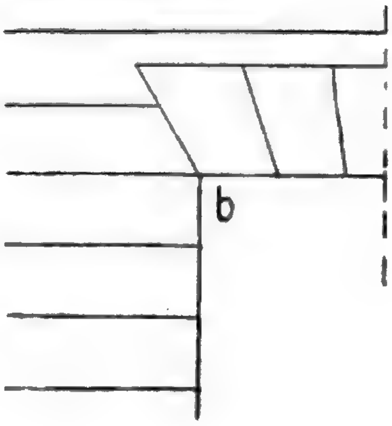


Abb. 255.



§ 107. Ausgekragte und abgetreppte Widerlager.

Hat die Widerlagsmauer nur eine geringe Stärke, so ist es unzulässig, die Gewölbschenkel, wie in Abb. 256 gezeichnet, nach *A B C* in die Widerlagsmauern eingreifen zu lassen, falls dieselbe bis zu grösserer Höhe übermauert ist, wie bei mehrgeschossigen Gebäuden, bei Türmen, bei hohen Schornsteinen u. s. w. Der Druck des obern Mauerwerks wirkt nachteilig auf den Wölbschenkel, veranlasst die Verschiebung der Wölbung, äussert auf die beschränkte Grundfläche *B D* eine übermässig

starke Pressung und das Bestreben zur Hinausschiebung. Es muss daher ein sog. ausgekragtes Widerlager hergestellt werden, wie in den Abb. 257, 258, 259, 260 und 261 gezeichnet ist.

Abb. 256

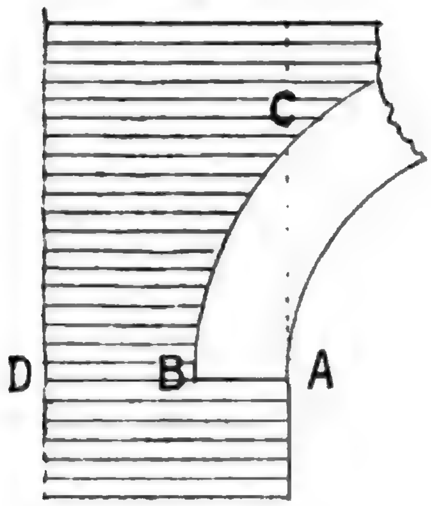


Abb. 257.

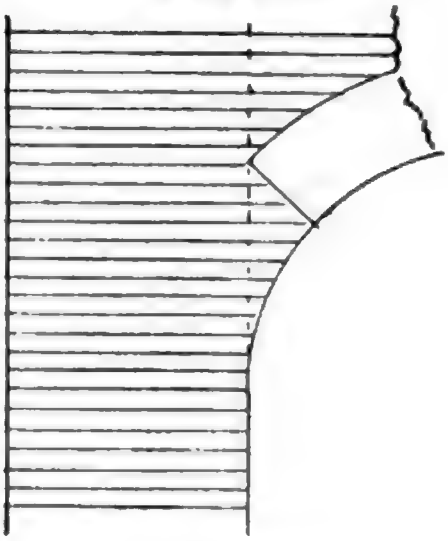


Abb. 258.

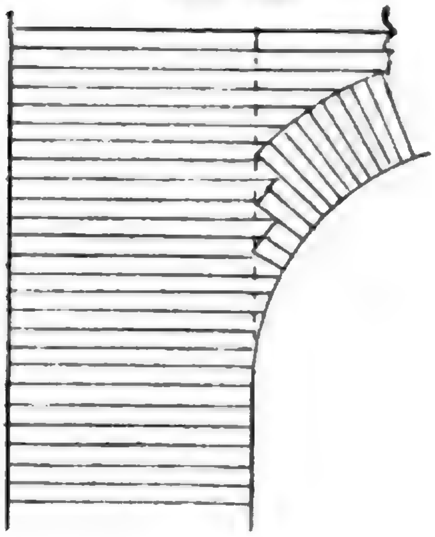


Abb. 259.

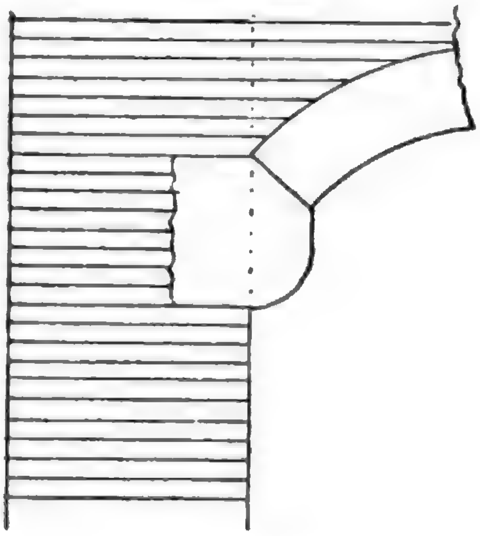


Abb. 260.

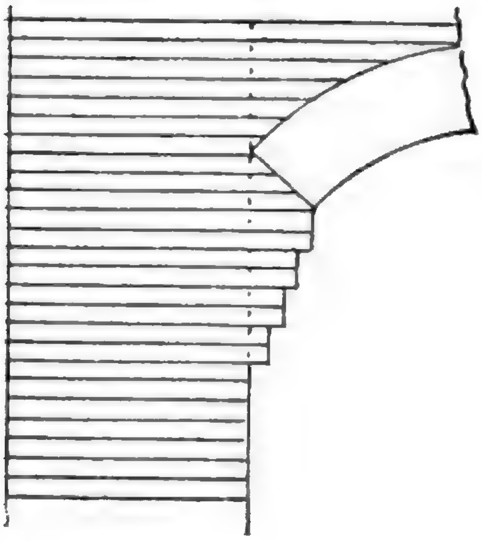
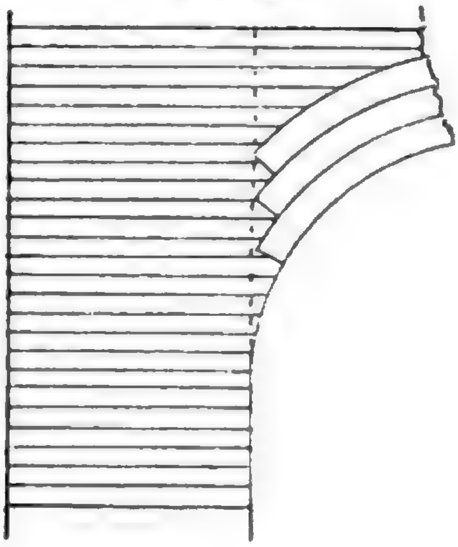


Abb. 261.



Auch beim Zusammentreten von Wölbungen auf einer Mauer oder auf einem Pfeiler wie in Abb. 262 ist in vielen Fällen die Anwendung eines ausgekragten Widerlagers erforderlich. Die Übermauerung der Wölbungen $A\,D$ und $B\,D_1$, übt im Zwickel bei C eine starke Pressung auf die beiden Wölb-

Abb. 262

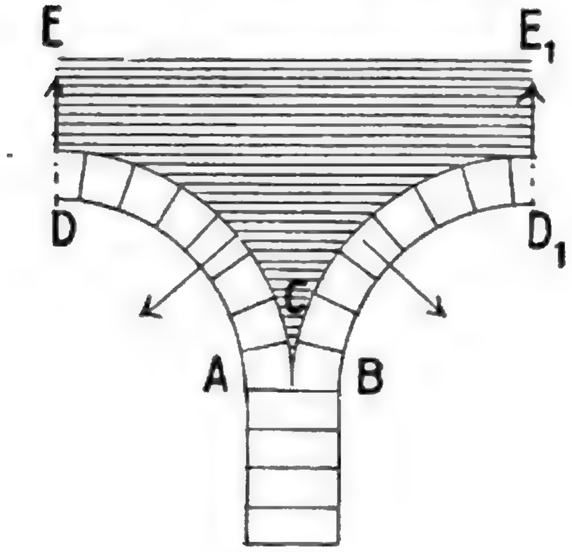
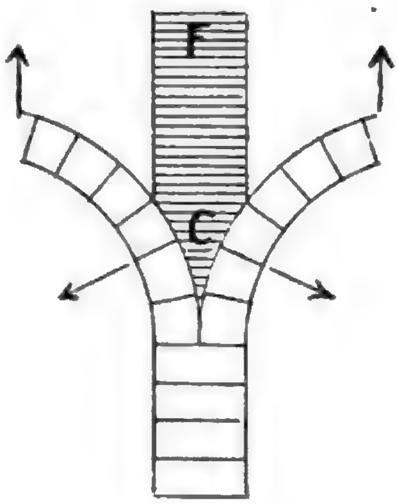


Abb. 263.



schenkel, dadurch ergiebt sich das Bestreben zum Ausweichen der Scheitel D und D_1, nach oben hin; sind nun die Scheitel genügend hoch bis $E\,E_1$ übermauert, sodass durch diese Übermauerung das Heben der Scheitel D und D_1 verhindert wird,

Abb. 264.

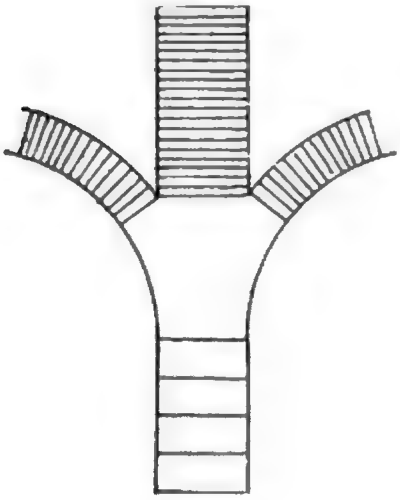


Abb. 265.

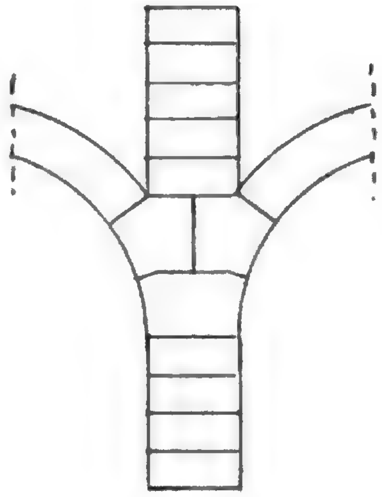
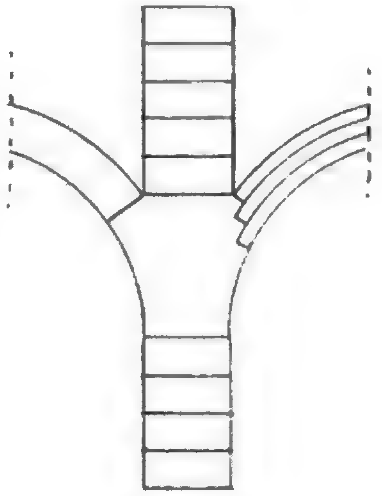


Abb. 266.



so ist die Konstruktion standfähig; sind aber die Scheitel nur wenig oder nach Abb. 263 gar nicht übermauert, so wird durch die Pressung der obern Mauer oder des obern Pfeilers $C\,F$

der Einsturz herbeigeführt. Zur Verhinderung desselben ist es daher geboten, ausgekragte Widerlager anzuwenden, wie Abb. 264, 265 und 266 zeigen.

Abb. 267.

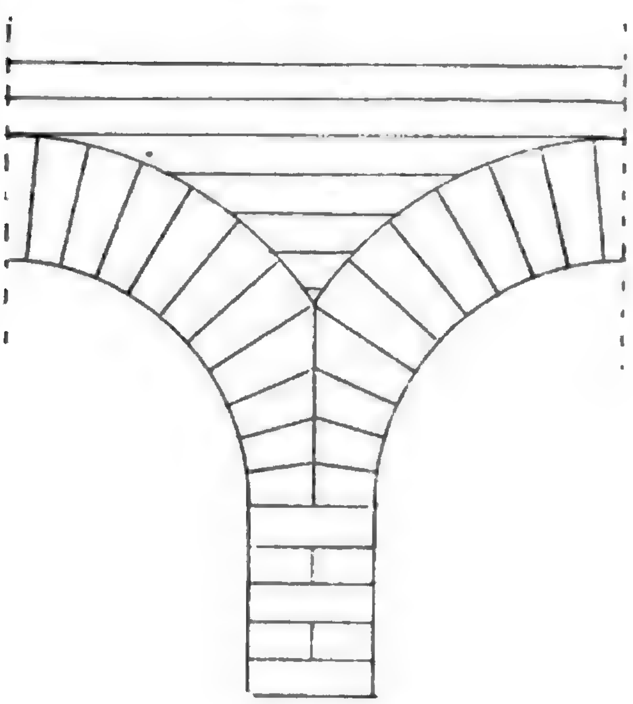
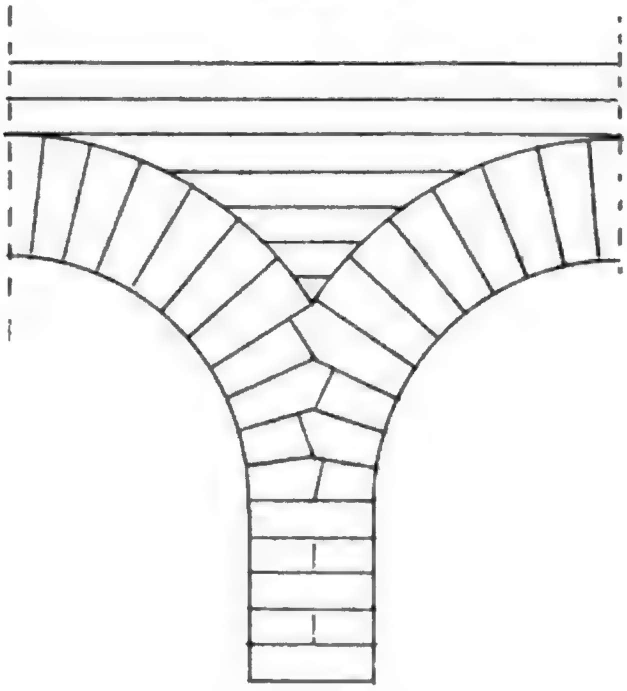
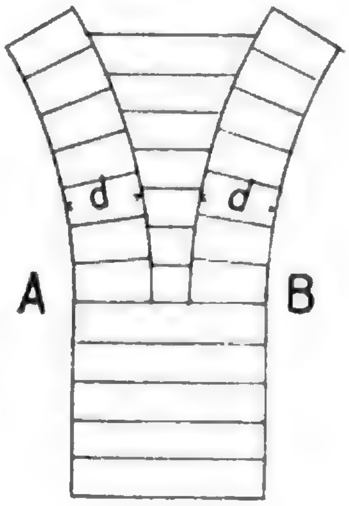


Abb. 268.



Ist die Übermauerung der Scheitel nach vorstehender Abb. 262 genügend gross, sodass die Wölbungen bei AB beginnen können, die Stärke des Pfeilers AB aber geringer als das Doppelte der Wölbstärke, so treten die äusseren Leibungen schon oberhalb AB zusammen und dann ist die Konstruktion so auszuführen wie die Abb. 267 und 268 zeigen.

Abb. 269.



Die Mittelpfeiler der Brücken werden nach Abb. 269 gewöhnlich in der Stärke von 2 Gewölbedicken plus 30 cm hergestellt, also $AB = 2d + 30$ cm.

§ 108. Lehrgerüste.

Dieselben bestehen aus Lehrbögen und Schalung. Sie müssen so stark hergestellt werden, dass sie die Last der beiderseitigen Wölbschenkel sicher tragen können. Für leichtere Wölbungen werden die Lehrbögen aus hochkantig gestellten Dielen in 2 oder 3 Lagen gefertigt, für schwere Wölbungen müssen dieselben aus stärkeren Hölzern verzimmert werden.

Digitized by Google

Die Schalung über den Lehrbögen wird aus schmalen Dielen oder aus Latten, und bei schweren Wölbungen aus solch starken Hölzern, dass keine nachteilige Durchbiegung entsteht, hergestellt. Für Gewölbe kommen die Lehrbögen in Entfernungen von 0,9—1,5 m zu stehen, bei Mauerbögen nach Bedürfnis. Die Lehrgerüste müssen so hergestellt werden, dass sie beim Entrüsten sich allmählich sanft lösen lassen. Für leichtere Wölbungen stellt man die Lehrbögen auf Keile, die beim Entrüsten allmählich gelöst werden, für schwere Wölbungen wendet man Stellschrauben oder Sandtöpfe an. Eine plötzliche, stossweise Lösung der Lehrgerüste ist unzulässig, desgleichen die Ausführung starker Schläge gegen die Keile, weil dadurch nachteilige Erschütterungen und ein ungleiches, stossweises Setzen der Wölbung herbeigeführt würde.

Durch die Belastung der Lehrbögen werden dieselben etwas zusammengedrückt, auch die Wölbungen setzen sich etwas infolge Schwinden und Zusammenpressen des Mörtels, deshalb müssen die Lehrgerüste um das erfahrungsmässige Maass der Senkungen höher gestellt werden.

Das Entrüsten der Wölbungen ist erst vorzunehmen, nachdem dieselben auf $1/3$—$1/2$ ihrer Höhe hintermauert sind und der Mörtel im obern Teile der Wölbung genügend fest geworden ist, sodass er beim Entrüsten nicht herausgequetscht wird. Wenn das Entrüsten früher vorgenommen wird, ehe die Hintermauerung bis zu der vorbemerkten Höhe ausgeführt ist, so wird der untere Teil der Wölbschenkel hinausgeschoben. Die ziemlich weit verbreitete Meinung, dass es zweckmässig sei, gleich nach Vollendung der Wölbung, wenn der Mörtel also im obern Teil noch weich ist, das Entrüsten vorzunehmen, damit, wie man sagt, „die Wölbung sich in ihrem Safte setzen könne“, ist als eine völlig falsche zu erachten; es hat zur Folge eine starke Verdrückung durch das Herausquetschen des Mörtels, also eine starke Deformation, erhebliche Verschiebung der Drucklinie, somit also eine wesentliche Verminderung der Festigkeit der Wölbung.

Wird die Hintermauerung der Wölbung vor dem Entrüsten weiter aufgeführt, als vorhin angegeben, so entsteht beim Entrüsten eine starke Fuge zwischen Wölbung und Hintermauerung bezw. Übermauerung oder eine starke Verdrückung in der Hintermauerung bezw. Übermauerung, daher ist es am besten, die Hintermauerung vor dem Entrüsten vorerst nicht höher als

höchstens bis zu $^1/_2$ der Höhe auszuführen, den obern Teil und die Übermauerung also erst herzustellen, nachdem sich die Wölbung beim Entrüsten gesetzt hat.

§ 109. Verankerung der Wölbungen.

Können hinreichend starke Widerlagsmauern nicht hergestellt werden, so muss der Gewölbeschub durch Anker aufgehoben werden. Man wendet meistens eiserne Anker an, da aber das Eisen dem Rosten unterworfen ist, so empfiehlt sich für Monumentalbauten die Anwendung von bronzenen Ankern. Die eisernen Anker müssen einen guten schützenden Anstrich erhalten und sind zweckmässig mit Cementmörtel zu umgeben, da dieser dem Rosten entgegenwirkt. Das Querschnittsmaass der Anker ist nach dem Horizontalschube der Wölbung zu bestimmen.

§ 110. Eisenbalken.

In neuerer Zeit werden vielfach die Thor- und Ladenfensteröffnungen, ja auch die gewöhnlichen Thür- und Fensteröffnungen in den Mauern, sowie die Öffnungen zwischen Pfeilern und Säulen mittelst eiserner Balken überdeckt. Diese Konstruktion hat die sehr günstige Eigenschaft, dass sie keinen Horizontalschub bewirkt, wie eine Wölbung, also auch keine Widerlager erfordert, sondern nur Stützen, welche den Vertikaldruck aufnehmen können. Das ist ein Umstand von hohem Belang, es wird dadurch die Konstruktion wesentlich vereinfacht und für Ladenfenster eine möglichst grosse Lichtweite ermöglicht. Daraus ist es erklärlich, dass diese Konstruktion sehr häufig in Anwendung gebracht wird. Für Monumentalbauten steht derselben aber das Bedenken entgegen, dass es zur Zeit noch kein Mittel giebt, wodurch das Rosten des Eisens auf lange Zeit verhindert wird.

Digitized by

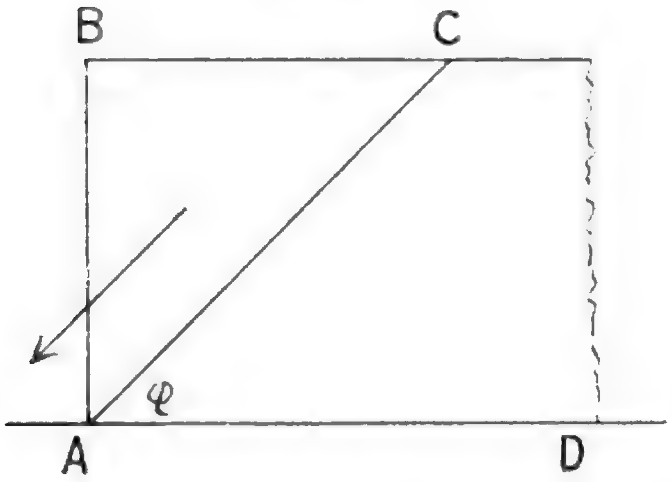
IX. Abschnitt.

Erddruck und Futtermauern.

§ 111. Der Erddruck.

Von einem freistehenden Erdkörper mit vertikaler Seitenfläche *A B* (Abb. 270) hat bekanntlich das Prisma *A B C*, wenn es nicht durch eine feste Wand gehalten wird, keine Standfähigkeit; dasselbe gleitet auf der sich bildenden schiefen Gleitfläche *A C* herab, wogegen die Erdmasse rechts hinter dieser Gleitfläche stehen bleibt. Die schiefe Gleitfläche *A C* nennt man die natürliche Böschung, und den Winkel φ, welchen diese Gleitfläche mit der Horizontalen *A D* bildet, den natürlichen Böschungswinkel oder Reibungswinkel. Aus diesem Verhalten der Erdmasse folgt, dass die Teilchen derselben einen schiefen Schub ausüben, und zwar unter dem gleichen Winkel φ, unter welchem sich die nätürliche Böschung unter der Einwirkung des Reibungs- und Kohäsions-Widerstandes gebildet hat. Denn wirkte der Schub steiler, so würde sich beim Abrutschen auch eine gleich steilere natürliche Böschung bilden, und wirkte der Schub flacher, so würden die Erdteilchen zunächst der Böschung *A C* nach links hinaus geschoben werden, wie bei *a* (Abb. 271) angedeutet ist, und

Abb. 270.



Digitized by

es würde sich eine der flachern Richtung gemässe flachere natürliche Böschung bilden. Wirkte aber der Schub der Erdteilchen gar horizontal, wie in Abb. 271 bei *b* angedeutet ist, so würde ein Erdkörper ohne eine feste Umgebung sich überhaupt nicht halten können, es würden die Erdteilchen auseinander fliessen wie bei einer Flüssigkeit. Da nun aber ein Erdkörper mit natürlicher Böschungsfläche standfähig ist, so geht daraus hervor, dass die Erdteilchen darin sich im Gleichgewichtszustande befinden, dass also die schiefen Schübe, welche sie nach allen Seiten hin unter dem natürlichen Böschungswinkel ausüben, durch gleich starke, aber entgegengesetzt wirkende Gegendrücke im Gleichgewichtszustande gehalten werden. Im Zustande der Ruhe, also im Gleichgewichtszustande, üben in dem Erdkörper $A\,C\,C_1\,A_1$ (Abb. 272) die Erdteilchen einen Schub aus von rechts nach links wie auch von links nach rechts, und zwar in beiden Richtungen unter dem gleichen Winkel, wie die natürlichen Böschungen $A\,C$ und $A_1\,C_1$, also parallel mit diesen Böschungen.

Abb. 271.

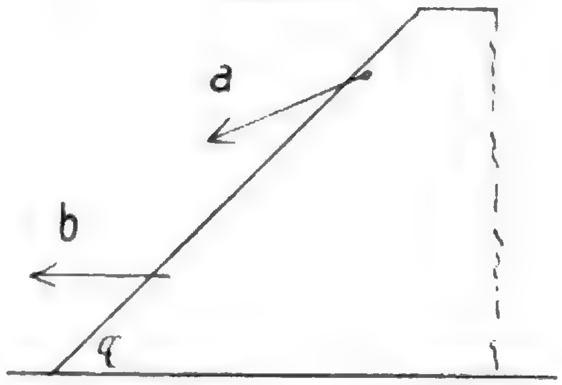
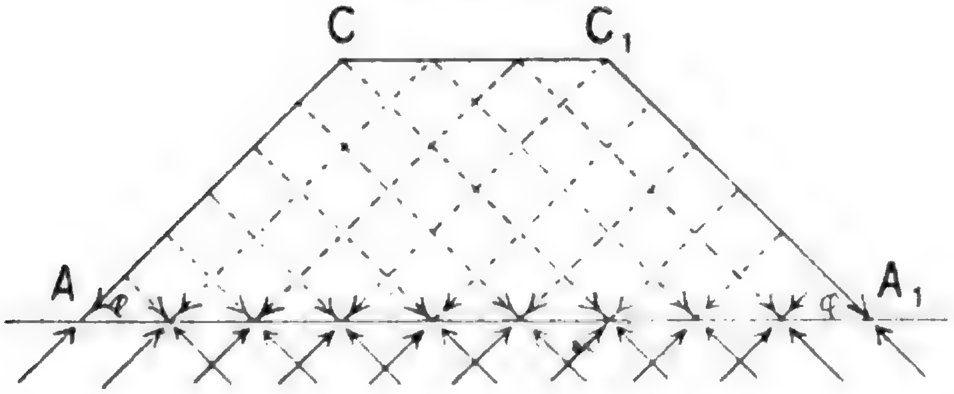


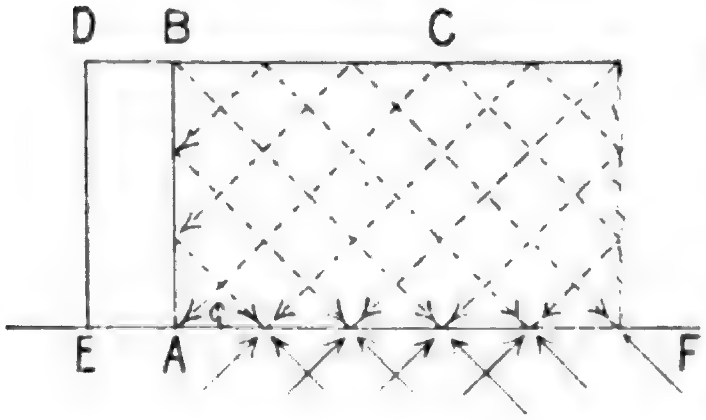
Abb. 272.



Dasselbe Verhalten findet auch statt in der Erdmasse hinter einer festen Futtermauer $A\,B\,D\,E$ (Abb. 273). Daraus ergiebt sich, dass die in dem Erdprisma $A\,B\,C$ von rechts nach links gerichteten Schübe gegen die Futtermauer wirken und diese also jenen Schüben Widerstand zu leisten hat. Die Erdmasse rechts der natürlichen Böschung $A\,C$ äussert keinen

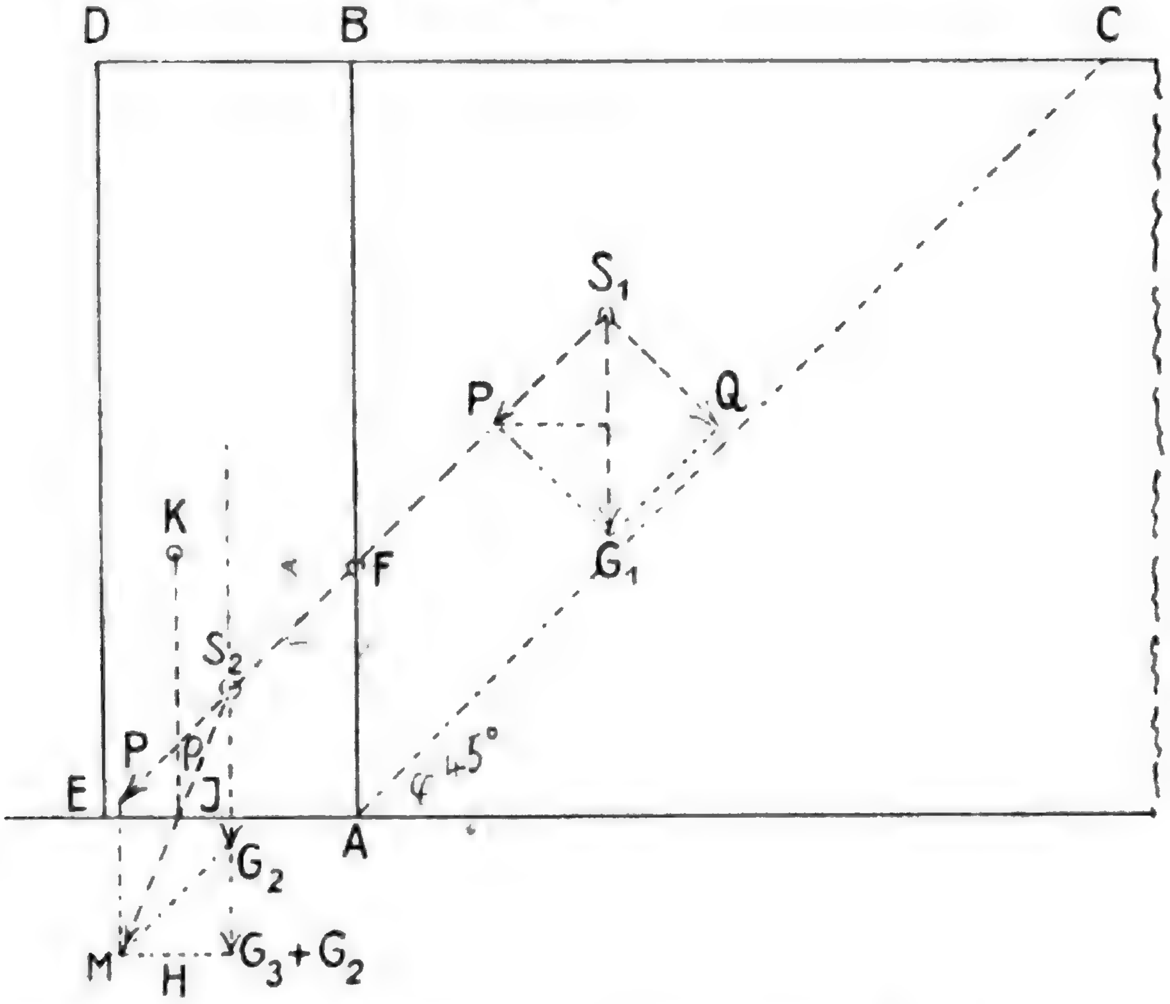
Schub auf die Mauer, da deren Schübe vom Untergrunde $A F$ aufgenommen werden; ebenfalls äussern die von links nach rechts gerichteten Schübe keinen Einfluss auf die Futtermauer.

Abb. 273.



Dem Vorstehenden nach ergiebt sich der in dem Erdprisma $A B C$ (Abb. 274) gegen die Futtermauer $A B D E$ wirkende Gesamtschub wie folgt. Auf der durch den Schwerpunkt S_1 des Prismas $A B C$ gezogenen Vertikale ist das Gewicht G_1 dieses Erdprismas von 1 m Länge

Abb. 274.

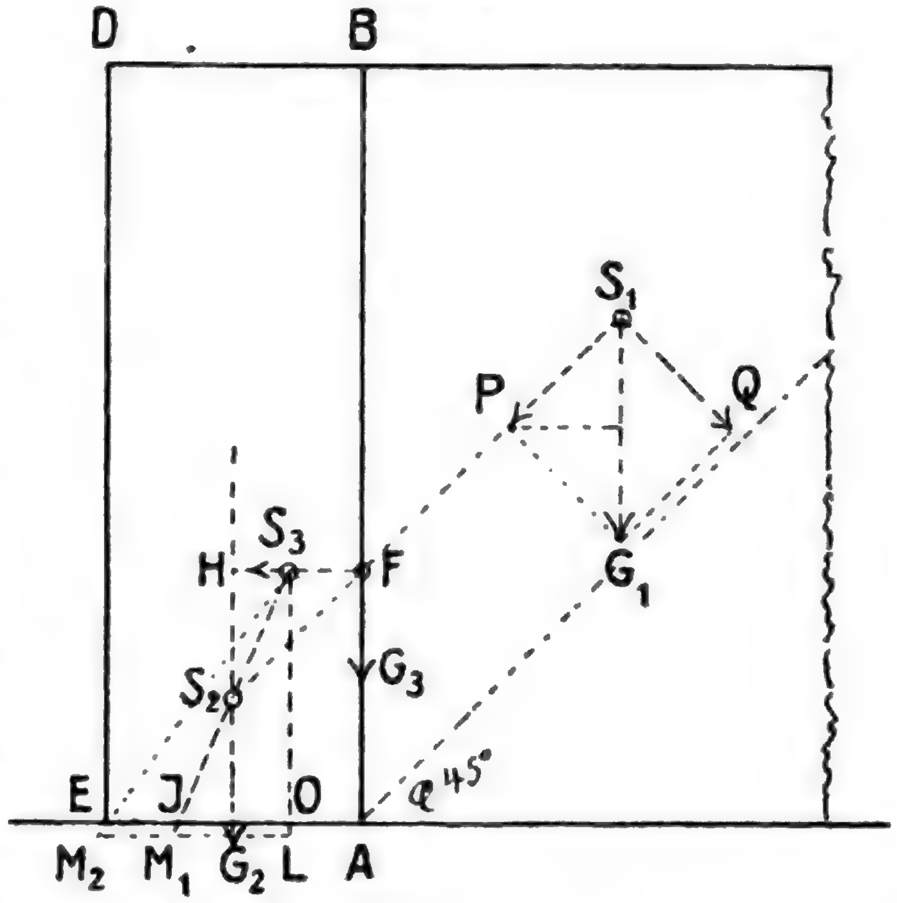


(rechtwinklig zur Bildfläche) vom Schwerpunkte S_1 ab bis G_1 nach dem angenommenen Kräftemaassstabe abzutragen. Dasselbe zerlegt sich nach dem Parallelogramm der Kräfte in die zwei Seitenkräfte P und Q, welche unter dem Winkel φ der natürlichen

Digitized by Google

Böschung gerichtet sind. Jede dieser beiden Kräfte P und Q ist, wenn der Winkel $\varphi = 45^0$ ist, $= G_1 \cdot \sin \varphi$. Die Kraft P stellt den gegen die Futtermauer wirkenden Gesamtschub dar, sie ist die Mittelkraft aller von oben bis unten gegen die Mauer wirkenden Schubkräfte. Dieselbe trifft die Hinterseite der Futtermauer in dem Punkte F, welcher in ⅓ der Höhe der Mauer, von unten gemessen, liegt, und in weiterer Verlängerung die Schwerlinie der Futtermauer in dem Punkte S_2. Daselbst vereinigt sie sich mit der Schwerkraft G_2 der Futtermauer zu der Mittelkraft M. Der Punkt M der Mittelkraft kann auch so gefunden werden, dass man die Kraft P im Schwerpunkte S_2 in die zwei Seitenkräfte Horizontalschub H und Vertikaldruck G_3 zerlegt, von S_2 die Summe von $G_2 + G_3$ nach unten vertikal abträgt, am untern Ende eine Horizontale zieht und von dem Punkte $G_2 + G_3$ nach links die Horizontalkraft H bis M abträgt. Die Mittelkraft M schneidet die Sohle der Futtermauer in dem Punkte J und zerlegt sich daselbst in eine Horizontalkraft H (Schub) und in eine Vertikalkraft K (Druck). Letztere wirkt in der Mauer excentrisch. Sie muss von der Aussenkante E der Mauer eine genügende Entfernung haben, damit daselbst das Mauerwerk sowie der Baugrund keinen stärkern Druck als den zulässigen zu erleiden haben. Ferner darf der Winkel ρ, welchen die Mittelkraft M mit der Normalen zur Mauersohle bildet, nicht zu gross sein, damit nicht das Fortschieben der Futtermauer auf ihrem Fundamente stattfindet. Damit ist klar

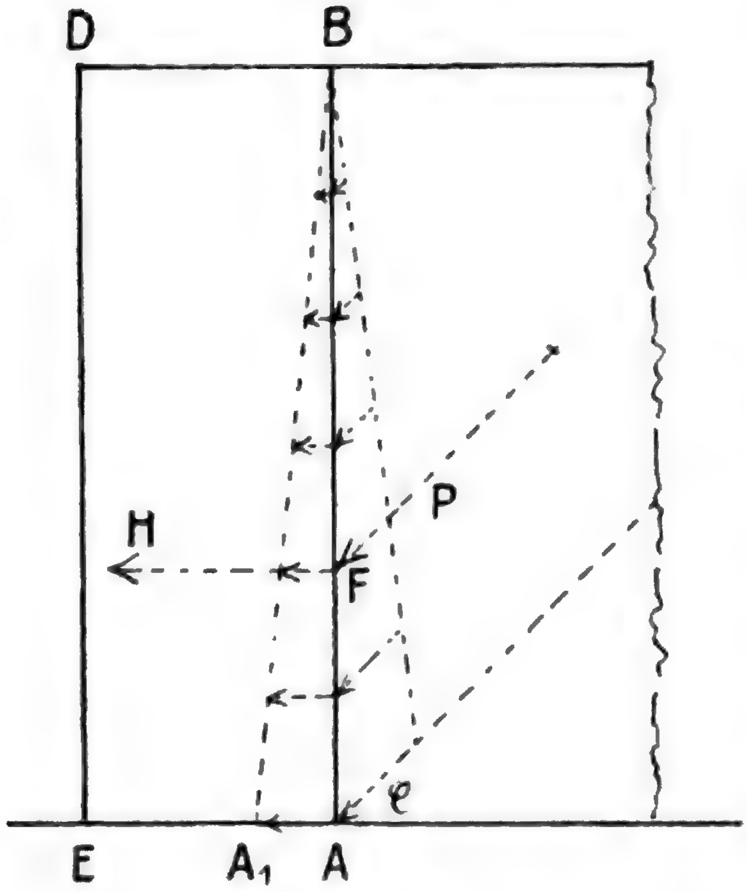
Abb. 275.



gestellt, ob eine projektierte Futtermauer als richtig anzuerkennen oder eine grössere oder geringere Stärke anzunehmen ist.

Um nun aber auch den sogen. Stabilitäts- (Sicherheits-) Koeffizienten gegen Horizontalschub zu ermitteln, ist nach Abb. 275 in dem Punkte F, in welchem die Schubkraft P die Hinterseite der Futtermauer trifft, die Zerlegung derselben in den Horizontalschub H und in die Vertikalkraft G_3 vorzunehmen. Der Horizontalschub H ist, wenn der Winkel $\varphi = 45^0$ beträgt $= P \cdot \sin \varphi$, $= \frac{1}{2} G_1$, und die Vertikalkraft G_3 ebenfalls $= P \cdot \sin \varphi = \frac{1}{2} G_1$. Die letztere mit der Schwerkraft G_2 der Mauer zur Mittelkraft vereinigt, ergiebt sich die Schwerlinie derselben durch den Punkt S_3 gehend und die Sohle in O schneidend. Auf dieser Schwerlinie von S_3 ab die Summe der beiden Vertikalkräfte $G_2 + G_3$ bis L abgetragen, durch L eine Horizontale gezogen und auf dieser von L die horizontale Schubkraft H abgetragen, ergiebt sich der Punkt M_1.

Abb. 276.



Demnach ist $S_3\,M_1$ die Mittelkraft des im Punkte S_3 wirkenden Horizontalschubes H und der in demselben Punkte wirkenden Vertikalkräfte $G_2 + G_3 = S_3\,L$. Diese Mittelkraft $S_3\,M_1$ fällt in ihrer Richtung zusammen mit der vorhin gefundenen Mittelkraft M und hat gleiche Grösse als diese, wie solches ja auch sein muss. Wenn nun der Horizontalschub das Maass $L\,M_2$ hätte, sodass die Mittelkraftlinie $S_3\,M_2$ durch die äussere Kante E der Mauer schnitte, so wäre der Grenzzustand gegen Kippen um die Kante E vorhanden; sonach ergiebt das Verhältnis von $L\,M_2 : L\,M_1$ oder von $O\,E : O\,J$ also $\frac{O\,E}{O\,J}$ den Stabilitäts- (Sicherheits-) Koeffizienten.

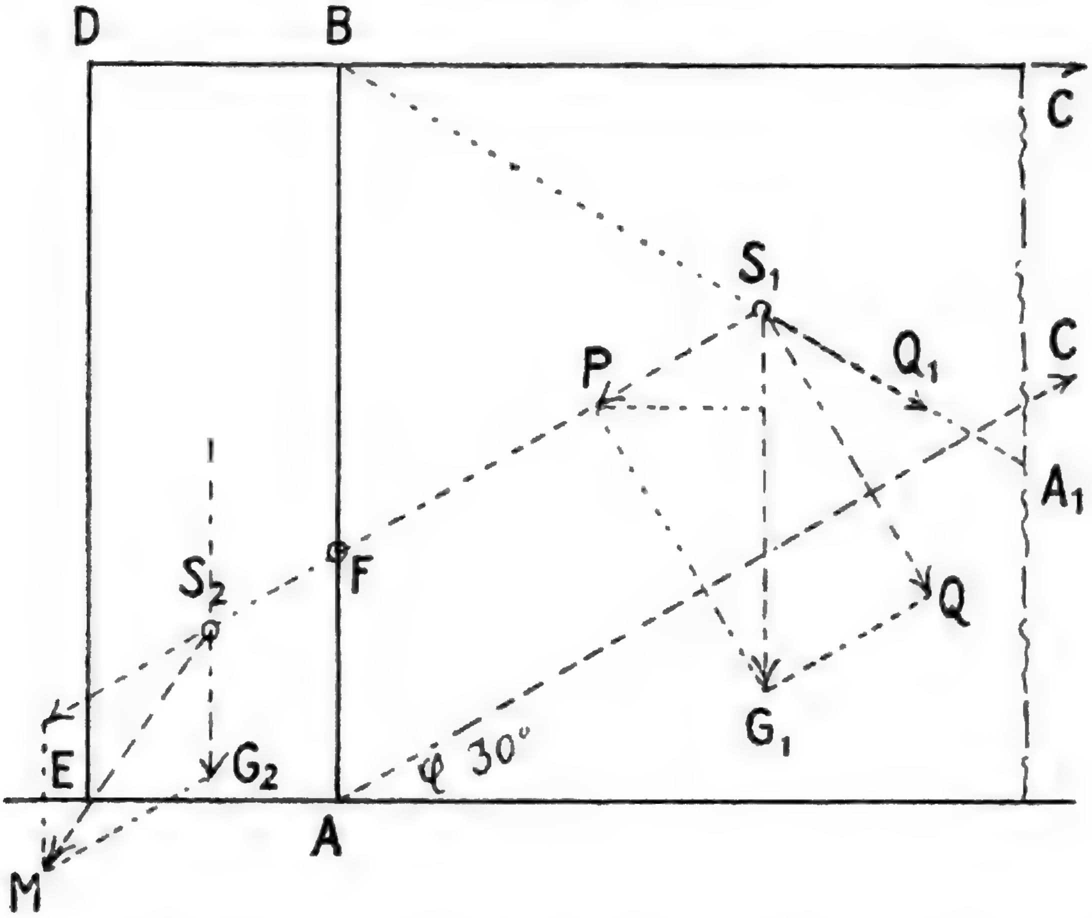
Digitized by Google

Der Schub auf die Futtermauer $ABDE$ (Abb. 276), hinter welcher die Erdschüttung gleiche Höhe und horizontale, unbelastete Oberfläche hat, ist an der oberen Kante $B =$ Null; er nimmt von da ab im geraden Verhältnisse der Höhe nach unten zu; an der untern Kante A ist er am grössten. Die aus den schräg gerichteten Schüben bei der Zerlegung sich ergebenden Horizontalschübe verhalten sich ebenso, und somit ergiebt sich für diese die Schubfigur als das Dreieck $B A A_1$. Der Angriffspunkt der Mittelkraft P der schrägen Schübe liegt bei F in $1/3$ der Höhe AB von unten, und somit ist dieser Punkt F auch der Angriffspunkt der Mittelkraft H der Horizontalschübe.

§ 112. Andere Theorien des Erddrucks.

Die Ermittelung des Erddrucks auf Futtermauern ist von mehreren Autoren auf das Gesetz der schiefen Ebene gegründet. Man hat das Erdprisma ABC (Abb. 277) auf-

Abb. 277.



gefasst als gleitenden Körper auf der schiefen Ebene AC, die sich beim Abgleiten als natürliche Böschung bildet. Danach zerlegt sich das im Schwerpunkt S_1 des Erdprismas wirkende

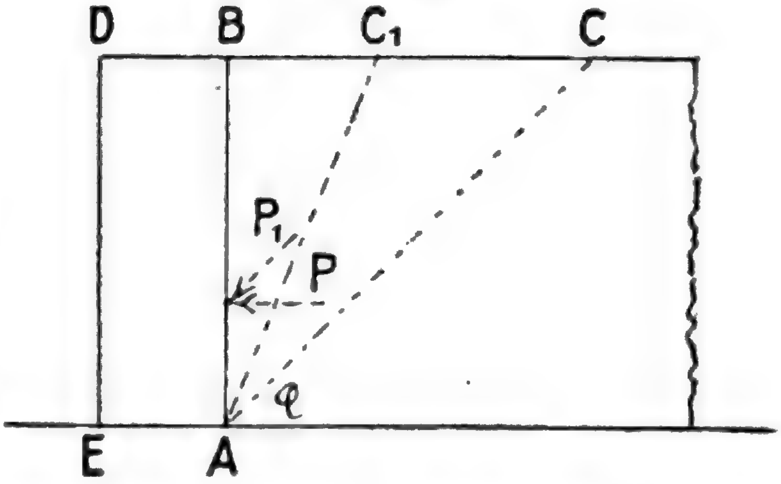
Gewicht G_1 in die beiden Seitenkräfte P und Q, von denen die Seitenkraft P als Schub parallel zur schiefen Ebene $A\,C$ gerichtet ist, die andere Seitenkraft Q aber rechtwinklig gegen die schiefe Ebene als Druck wirkt. Diese Auffassung ist unverkennbar zunächst sehr ansprechend, da ja die Erfahrung zeigt, dass das Erdprisma, wenn es nicht gehalten wird, in der That auf der sich bildenden schiefen Ebene herabgleitet. Aber es ist gegen diese Auffassung der Einwand zu erheben, dass in der Erdmasse hinter einer festen Futtermauer das Verhalten der Erdmasse ganz ebenso ist, wie in einer, im Ruhezustande (Gleichgewichtszustande) sich befindenden weit ausgedehnten Erdmasse. Darin üben, wie vorhin im § 111 und den Abbildungen 272 und 273 bereits nachgewiesen ist, die Erdteile unzweifelhaft nach allen Seiten hin einen ganz gleichen Schub unter dem natürlichen Böschungswinkel φ aus, also auch in der Richtung von links nach rechts, von S nach Q, unter demselben Neigungswinkel φ, — also nicht rechtwinklig gegen $A\,C$. Dieser Zustand ist nur vorhanden, wenn der Winkel $\varphi = 45^0$ ist, aber nicht bei einem kleinern oder grössern Neigungswinkel φ. Wird die Erdmasse rechts am Fusse von A_1 fortgenommen, so bildet sich unter demselben Winkel φ die schiefe Gleitebene $B\,A_1$, woraus folgt, dass in dem Erdkörper auch von links nach rechts der Schub unter dem Winkel φ wirkt, also nicht die Richtung $S_1\,Q$ rechtwinklig gegen $A\,C$ hat. Dieser Zustand stellt sich erst ein bei beginnendem Gleiten, also bei eintretender Bewegung, nach Aufhebung des Gleichgewichtszustandes. Solange der Gleichgewichtszustand nicht aufgehoben ist, besteht in der Erdmasse eine Gleitebene überhaupt nicht; es ist daher unbegründet, für die Schubkräfte verschiedene Neigungswinkel anzunehmen.

Coulomb hat in der von ihm aufgestellten und seitdem von vielen Autoren im wesentlichen beibehaltenen Theorie angenommen, dass sich beim Absturz nicht sofort das ganze Prisma $A\,B\,C$ (Abb. 278) bis zur natürlichen Böschung ablöse, sondern zunächst nur der vordere Teil $A\,B\,C_1$, und zwar so, dass die sich bildende Gleitebene $A\,C_1$ den Winkel $B\,A\,C$ halbiere, also der Winkel $B\,A\,C_1 = \frac{90^0 - \varphi}{2}$ sei. Rebhan hat angenommen, dass der Punkt C_1 in der Mitte von $B\,C$ liege. Man hat dieses Prisma $A\,B\,C_1$ als „Prisma vom grössten Drucke“ benannt, in der Meinung, dass dieses Prisma den

Digitized by Google

grössten Druck gegen die Futtermauer ausübe. Diese Annahme ist willkürlich, unbegründet und entschieden unrichtig. Den grössten Druck übt das ganze Prisma $A\,B\,C$ (bis zur natürlichen Böschung) aus, und daher muss die Futtermauer diesem grössten Drucke Widerstand leisten. Die nach der Coulombschen Theorie aufgestellte Formel zur Berechnung des Schubes P einer Erdschüttung von gleicher Höhe der Futtermauer und mit horizontaler unbelasteter Oberfläche gegen die Futtermauer lautet: $P = \frac{1}{2} h^2 \cdot \gamma \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{90^0 - \varphi}{2}\right)$. Darin bezeichnet h die Höhe der Futtermauer und γ die Dichtigkeit der Erdmasse. Der Angriffspunkt dieser Schubkraft P soll in $^1/_3$ der Höhe von unten liegen. Über den Winkel, unter welchem diese Schubkraft wirkt, gehen die Ansichten auseinander; die einen sind der Meinung, dass die nach vorstehender Formel berechnete Kraft P horizontal gegen die Mauer wirke, wie bei P gezeichnet ist;

Abb. 278.



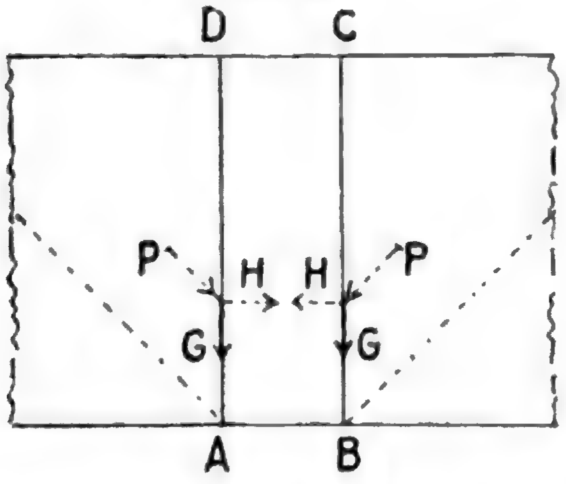
andere sind der Meinung, dass der Schub P unter dem Winkel φ, also parallel zur natürlichen Böschung wirke; noch andere erachten den Neigungswinkel kleiner als φ; und wieder andere, dass der Schub zwar als geneigt wirkend nach der Ableitung der Formel sich ergebe, dass es aber aus Sicherheitsrücksicht sich empfehle, die nach obiger Formel berechnete Kraft P als horizontal wirkend anzunehmen, sowie einen Stabilitäts- (Sicherheits-) Koeffizienten 2. Die letztere Art ist die gebräuchliche geworden. Danach ergiebt sich innerhalb gewisser Grenzen ein ziemlich zutreffendes Resultat, während unter der Annahme, dass der nach obiger Formel berechnete Schub P schief gerichtet sei, derselbe als viel zu klein sich erweist.

Der in dem Punkte F, Abb. 275, wirkende Horizontalschub ist von mehreren Autoren als aktiver Erddruck benannt und von denselben weiter angegeben, dass für die Berechnung des passiven Erddrucks (des Widerstandes gegen Gegen-

druck) in F die Formel: $\frac{1}{2} h^2 \gamma \cdot tg^2 \left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right)$ anzuwenden sei. Diese Angabe ist unrichtig, wie folgende Darlegung ergiebt. Denkt man sich in Abb. 275 anstatt der daselbst gezeichneten Futtermauer bei $A B$ eine feste Wandfläche, so zerlegt sich in F die darauf wirkende schiefe Schubkraft P in die zwei Seitenkräfte H und G_3. Die letztere wird durch die Reibung der Erde an der Wandfläche $A B$ und den Gegendruck des Untergrundes aufgehoben, es verbleibt also nur noch der Horizontalschub H (der sogen. aktive Erddruck), wirkend an dem Hebelarm $A F = \frac{1}{3} h$, also mit dem Momente $H \cdot \frac{1}{3} h$. Wird nun dieser Kraft eine gleich grosse, aber entgegengesetzt wirkende Kraft H_1 entgegengesetzt, so ist der Gleichgewichtszustand hergestellt. Demnach ist der passive Erddruck H_1 ebenso gross als der aktive Druck H. Derselbe wird aber für die Widerlager der Gewölbe von Brücken, Kellern u. s. w. nicht in Rechnung gebracht, da er unsicher ist; denn auch der bestgestampfte Erdboden ist noch stark zusammenpressbar. Die Widerlagsmauern sollen daher für sich genügend standfähig sein.

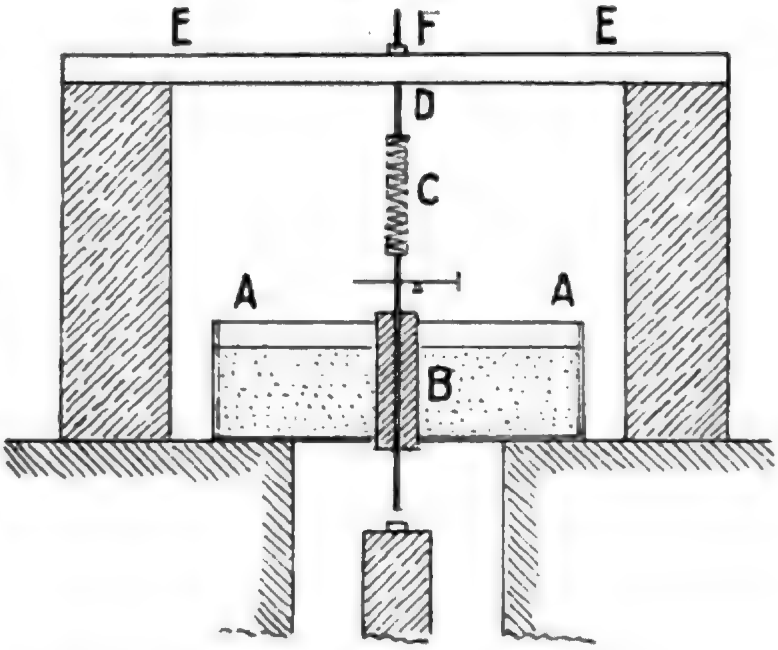
Der Professor Engels in Dresden hat Versuche angestellt zur Ermittelung des Erddrucks gegen Fundamentmauern, mitgeteilt in der Preuss. Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1896, S. 409 u. f., und ist dadurch zu der Ansicht gelangt, dass der Druck der die Fundamentmauern umgebenden Erde im Zustande der Ruhe nicht schief, sondern horizontal wirkt. — Es wird bekanntlich vielseitig als unbestreitbar erachtet, dass die Tragfähigkeit der Fundamentmauern in der Erde mit der Tiefe zunimmt, einesteils, weil der Baugrund in grösserer Tiefe durch die darüber lastende Erde tragkräftiger ist, als in geringer Tiefe unter der Erdoberfläche, anderenteils, weil durch die die Fundamentmauern umgebende Erdmasse eine starke Reibung und dadurch eine Vergrösserung der Tragfähigkeit bewirkt wird. — Hiergegen ist nun aber eingewandt, dass durch den schiefen Druck P und P (Abb. 279) des die Funda-

Abb. 279.



mentmauer umgebenden Erdreichs bei deren Zerlegung ausser dem Horizontalschube H auch eine Vertikalkraft G sich ergebe, wodurch die Fundamentmauer eine erhebliche Mehrbelastung erfahre, die grösser sei als der durch die Horizontalschübe H bewirkte Reibungswiderstand. Herr Engels hat zur Klarstellung dieser Frage folgenden Versuch ausgeführt. Es wurde eine hölzerne Kiste A (Abb. 280) von 2 m im Quadrat und 60 cm Höhe auf Pfeilern so aufgestellt, dass der mittlere Teil des Bodens frei war. In der Mitte des Bodens ist ein Loch ausgeschnitten von solcher Grösse, dass ein Sandsteinkörper B, vorstellend einen Fundamentpfeiler, mit seinem untern Ende ungehindert hindurchgeht. Man hat einen prismatischen Pfeiler von 20 cm im Quadrat und 62 cm hoch,

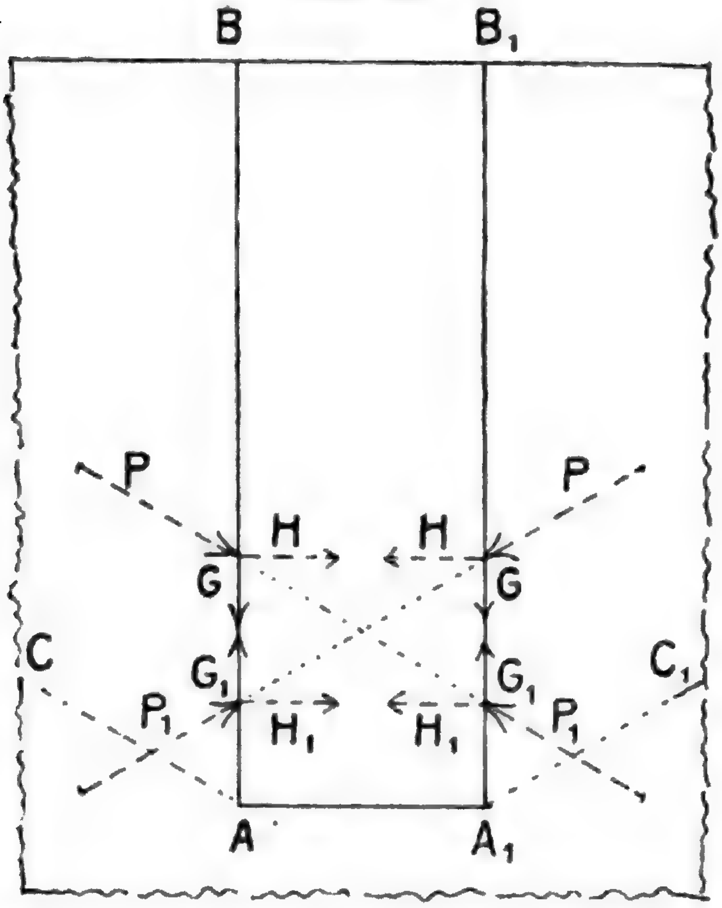
Abb. 280.



sowie auch einen cylindrischen Pfeiler von 20 cm im Durchmesser und 75 cm hoch angewandt. Dieselben sind durchbohrt und mit einer eingegipsten Eisenstange versehen. Diese Eisenstange ist an einer Spiralfeder C aufgehängt, welche am obern Ende an einer, mit Schraubengewinde versehenen Eisenstange D hängt, die über dem eisernen Tragbalken E mit einer Schraubenmutter F versehen ist. Unter der Spiralfeder ist an der Eisenstange ein Fühlhebel angebracht, vor dessen Ende ein Spiegel sich befindet, sodass mittelst eines Fernrohrs der geringste Niedergang des Sandsteinpfeilers beobachtet werden konnte. Es ist sodann in die Kiste feiner Kies eingeschüttet, welcher auf den aufgehängten Sandsteinpfeiler seinen Druck ausübte. Es hat sich nun ergeben, dass der Pfeiler dadurch nicht im mindesten niedergedrückt worden ist. Danach ist Herr Engels zu der Ansicht veranlasst, dass der Erddruck nicht geneigt, sondern horizontal wirke. Diese Schlussfolgerung ist aber unberechtigt. Wie in Abb. 281 angegeben, rufen die geneigten Schübe PP auf der entgegengesetzten Seite des Pfeilers in dem Erdreiche

gleich starke, aber entgegengesetzt wirkende Gegenschübe P_1 P_1 hervor, welche den Schüben P P das Gleichgewicht halten. Durch die Zerlegung dieser Gegenschübe P_1 P_1 ergeben sich wieder Horizontalschübe H_1 H_1 und Vertikalkräfte G_1 G_1; die letzteren sind von unten nach oben gesichtet und halten den von oben nach unten gerichteten Kräften G G das Gleichgewicht, wodurch das Niederdrücken des Pfeilers verhindert wird. Bei niedriger Schüttungshöhe der Erdmasse, bei welcher die Mittelkraftlinien durch den im vorbesprochenen Versuche freien, also keinen Widerstand leistenden Boden des Pfeilers gerichtet sind, bilden sich Kräftepaare, welche den Gleichgewichtszustand bewirken. Die aus der Zerlegung der schiefen Schübe sich ergebenden Horizontalschübe schaffen einen hohen Grad der Reibung zwischen Erde und der Fundamentmauer, wodurch deren Tragfähigkeit entsprechend vergrössert wird.

Abb. 281.



§ 113. Der natürliche Böschungswinkel (Reibungswinkel).

Die natürliche Böschung ergiebt sich entsprechend dem Widerstande, welchen die Reibung und Kohäsion der Erdmasse leistet. Der Winkel φ, welchen die Gleitfläche mit der Horizontalen bildet (der sog. natürliche Böschungswinkel oder Reibungswinkel) ist abhängig von der Beschaffenheit der betreffenden Erdmasse. Bei thonigem und lehmigem Boden ist er grösser als bei sandigem Boden, bei feuchtem Boden grösser als bei trockenem Boden und bei dicht gelagertem Boden grösser als bei aufgelockertem. — Die Erdschüttung hinter Futtermauern soll, alter Regel gemäss, in dünnen Schichten von 15—20 cm sorgfältig gestampft werden, weil sonst bei

Digitized by Google

der eintretenden starken, stossweisen Sackung ein verstärkter Druck auf die Mauer sich äussert. Aber auch der sorgsamst gestampfte Boden ist nicht so dicht als alt gelagerter, sogen. gewachsener Boden. Ferner ist die Regel zu befolgen, eine genügende Entwässerung der Erdhinterfüllung zu beschaffen, damit eine Austauung von Wasser nicht eintreten kann, weil durch Wasser ein erheblich grösserer Druck auf die Mauer ausgeübt wird, als der Erddruck beträgt.

Auf Grund der gemachten Erfahrungen ist für die meistens bei Futtermauer - Hinterfüllungen in Anwendung kommende Dammerde der fragliche Winkel zu 45⁰ anzunehmen, wie solches auch von Scheffler in dessen Werke: „Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken", sowie auch von Häseler, „Grundbuch der Ingenieur-Wissenschaften", und von anderen angegeben ist.

Ein Erdkörper mit der natürlichen Böschung hat im Freien auf die Dauer bekanntlich keine Haltbarkeit. Durch die Einwirkung des Regens und Frostes wird der äussere Teil der Erdmasse weiter zur Abbröckelung gebracht. Die Erfahrung hat gelehrt, dass Erdkörper von Dammerde auf die Dauer nur dann Bestand haben, wenn die Böschung eine 1½fache ist, d. h. wenn die Ausladung der Böschung das 1½fache der Höhe beträgt. Der Neigungswinkel dieser Böschung beträgt 33⁰ 40′. Die 1½fache Böschung ist unter den gewöhnlichen Umständen haltbar, wenn dieselbe mit Rasen u. s. w. bekleidet oder durch Graswuchs u. s. w. gegen Zerstörung durch Regen gesichert ist.

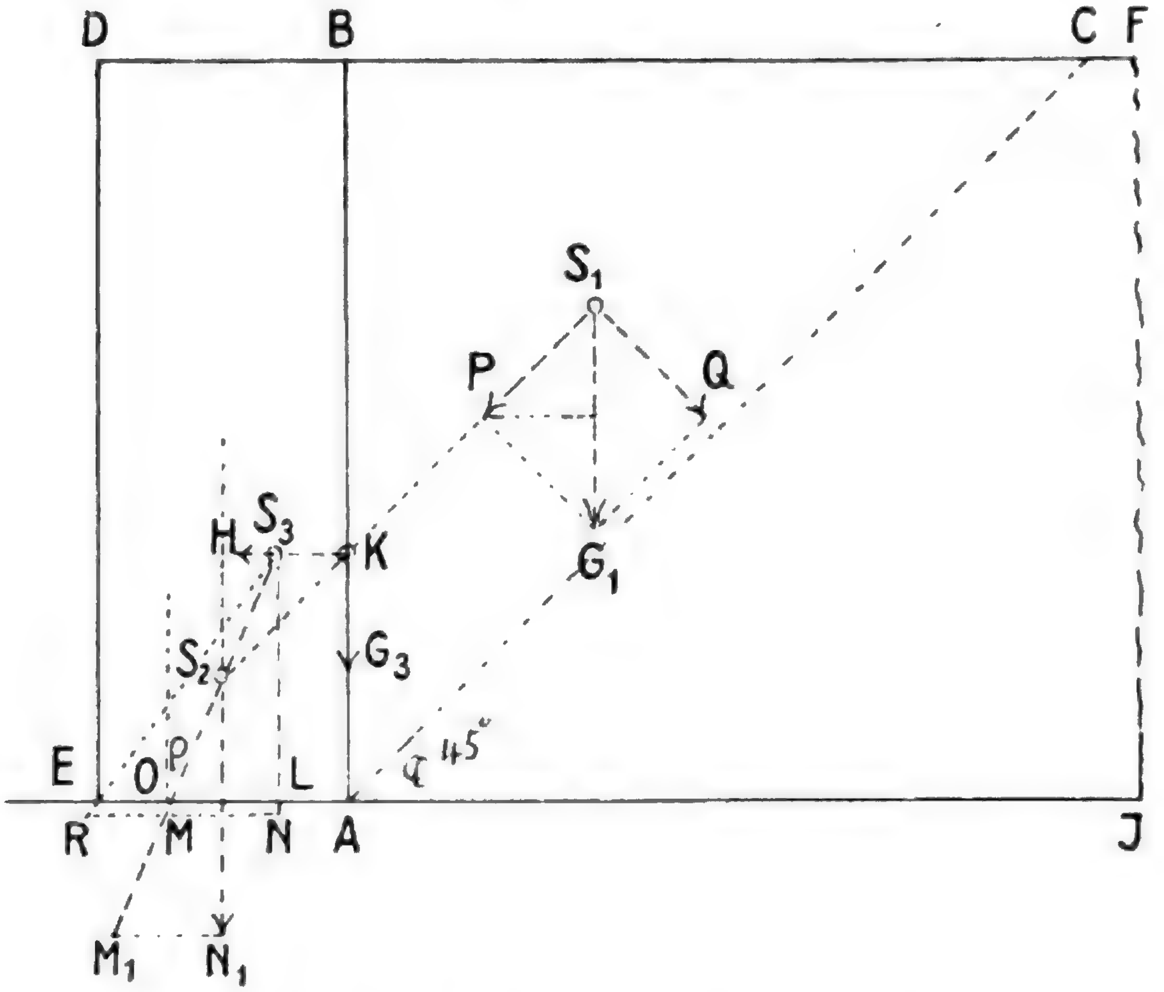
§ 114. Rechteckige Futtermauer aus Ziegeln vor einer Erdschüttung von gleicher Höhe mit der Futtermauer und mit horizontaler, nicht belasteter Oberfläche.

In Abb. 282, gezeichnet in 1/100 d. w. Gr., ist dargestellt eine Futtermauer $A\,B\,D\,E$ mit rechteckigem Querschnitte, von 6 m Höhe und 2 m Stärke (nach alter Regel = ⅓ der Höhe), vor einer Erdschüttung $A\,B\,C\,F\,J$, deren horizontale Krone gleiche Höhe mit der Futtermauer hat und ohne Belastung ist. Der natürliche Böschungswinkel (Reibungswinkel) φ der Erde ist zu 45⁰ angenommen. Der Schwerpunkt des auf die Mauer wirkenden Erdprismas $A\,B\,C$ ist S_1. Auf der durch denselben gehenden Schwerlinie ist das Gewicht dieses Prismas auf 1 m Länge (rechtwinklig zur Bildebene) $= \frac{6 \cdot 6 \cdot 1}{2} = 18$ cbm,

Digitized by Google

nach dem angenommenen Kräftemaassstabe: 1 mm = 1 cbm = 1600 kg, von S_1 bis G_1 abgetragen. Dieses Gewicht zerlegt sich in dem Schwerpunkte S_1 in die beiden, unter dem natürlichen Böschungswinkel φ geneigten Seitenkräfte P und Q. Die Seitenkraft P trifft in ihrer Richtung die Hinterseite der Futtermauer in dem Punkte K, welcher in ⅓ der Höhe der Futtermauer liegt, und zerlegt sich daselbst in die beiden Seitenkräfte:

Abb. 282.



Horizontalschub H und Vertikalkraft G_3. Die Schubkraft P ist $= G_1 \cdot \sin\varphi = 18 \cdot 0{,}707 = 12{,}726$ cbm, der Horizontalschub H ist $= P \cdot \cos\varphi = \frac{G_1}{2} \cdot \operatorname{cotg}\varphi = \frac{1}{2}\ G_1 = 9$ cbm,

und die Vertikalkraft $G_3 = P \cdot \sin\varphi = \frac{1}{2}\ G_1 = 9$ cbm.

Das Gewicht G_2 der Futtermauer ist $= 6{,}0 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0 = 12$ cbm je 1600 kg, wirkend in der mittlern Schwerlinie S_2. Ausserdem wirkt auf diese Mauer die vorhin erwähnte Vertikalkraft G_3. Die beiden Vertikalkräfte G_2 und G_3 zu einer

Digitized by

Mittelkraft vereinigt, ergiebt sich deren Schwerlinie durch S_3 gehend. Diese Schwerlinie schneidet die Sohle der Mauer in L. Auf derselben die Summe von $G_2 + G_3$ von S_3 aus abgetragen, ergiebt sich der Punkt N und auf der durch diesen Punkt nach links gezogenen Horizontale den Horizontalschub $H = 9$ cbm abgetragen, ergiebt sich der Endpunkt M der Mittelkraft $S_3 M$, welche die Sohle in O schneidet. Der Punkt S_3 der Schwerlinie der vereinigten Vertikalkräfte $G_2 + G_3$ wird am leichtesten gefunden wie folgt: von dem Punkte S_2, in welchem die Richtung der Schubkraft P die Schwerlinie der Futtermauer trifft, auf dieser Schwerlinie die Summe der beiden Kräfte $G_2 + G_3 = 12 + 9 = 21$ cbm bis N_1, abgetragen, auf der durch diesen Punkt gezogenen Horizontale von N_1, das Maass des Horizontalschubes $H = 9$ cbm abgetragen, ergiebt sich der Punkt M_1. Die Linie $M_1 S_2$ ist also die Mittelkraftlinie; dieselbe nach oben verlängert bis zur Horizontalen von K, so ist die durch diesen Schnittpunkt S_3 gezogene Vertikale die Schwerlinie der vereinigten Schwerkräfte $G_2 + G_3$.

Der Schnittpunkt O der Mittelkraftlinie mit der Sohle der Mauer ist von der äussern Kante E derselben 57 cm entfernt, es ist also ein reichlich hoher Sicherheitsgrad gegen Kippen vorhanden. Die Grenze des Gleichgewichts würde erst stattfinden, wenn die Mittelkraftlinie von S_3 durch die äussere Mauerkante schnitte. Das würde der Fall sein, wenn der im Punkt S_3 wirkende Horizontalschub das Maass NR hätte, also 1,66 mal grösser wäre, als der wirklich vorhandene Horizontalschub H ist. Dieses Verhältnis, der sogen. Stabilitäts-Koeffizient oder Sicherheits-Koeffizient ergiebt sich aus dem Verhältnisse $\frac{EL}{OL} = \frac{143}{86}$ cm $= 1{,}66$, da $OL = 143 - 57 = 86$ cm ist.

Dieses Verhältnis ergiebt sich auch aus der Vergleichung der Momente. Das Widerstandsmoment ist $(G_2 + G_3) \times$ Hebelarm $EL = (12 + 9)$ cbm $\cdot$ 1,43 m $= 30$ m/cbm; oder auch $\left(G_2 \times \text{Hebelarm } \frac{EA}{2}\right) + (G_3 \times \text{Hebelarm } EA) = (12 \text{ cbm} \cdot 1{,}0 \text{ m}) + (9 \text{ cbm} \cdot 2{,}0 \text{ m}) = 12 + 18 = 30$ m/cbm; das Schubmoment ist $H \times$ Hebelarm $AK = 9$ cbm $\cdot$ 2,0 m $= 18$ m/cbm; demnach ist das Widerstandsmoment $\frac{30}{18} = 1{,}66$ mal grösser als das Schubmoment.

Digitized by Google

Verschiedene Autoren erachten als rätlich den Stabilitäts-Koeffizienten 2 anzunehmen. Dieselben nehmen aber die Berechnung vor nach der auf die Coulombsche Annahme gegründete Formel $H = \frac{1}{2} h^2 \gamma \left[\text{tg}^2 \frac{90^0 - \varphi}{2} \right]$. Diese Formel ergiebt einen zu geringen Schub. Danach ergiebt sich für den vorliegenden Fall (in welchem die Höhe $h = 6$ m, $\gamma = 1$ cbm und $\varphi = 45^0$ ist): $H = \frac{1}{2} \cdot 6^2 \cdot [\text{tg}^2\ 22^1/_2{}^0] = 3{,}08$ cbm. Das Schubmoment ist danach $3{,}08 \cdot 2{,}0$ m $= 6{,}16$ m/cbm. Das Widerstandsmoment der Mauer ist 12 cbm $\times$ Hebelarm 1,0 m $= 12$ m/cbm, sodass also der Stabilitäts-Koeffizient sich zu $\frac{12}{6{,}16}$, nahezu zu 2 ergiebt.

Danach folgt, dass für die von mir im vorstehenden dargelegte Methode der Stabilitäts-Koeffizient 1,66, ja 1,5 als genügend zu erachten ist. Es mag dabei erinnert werden, dass Futtermauern mit der Stärke von $^1/_3\, h$ zu Tausenden ausgeführt sind, und dass bei sehr vielen ausgeführten Widerlagern von Hochbau-Gewölben und selbst von Brücken-Gewölben der Stabilitäts-Koeffizient für den nach vorstehender Weise in Vergleich gestellten Horizontalschub nur 1,5 und selbst noch weniger beträgt.

Die übliche Art, den Sicherheitsgrad gegen Kippen so zu bestimmen, dass man ermittelt, wieviel mal der Horizontalschub bis zum Grenzzustande grösser sein kann als der vorhandene Horizontalschub, gewährt für schief wirkenden Schub überhaupt keine richtige Vorstellung. Für Gewölbe sowohl als auch für Futtermauern erlangt man entschieden über den Sicherheitsgrad eine richtigere Vorstellung, wenn man ermittelt, wieviel mal der schiefe Schub bis zum Grenzzustande grösser sein könnte als der wirklich vorhandene schiefe Schub. Alsdann ergiebt sich ein erheblich günstigeres Resultat. Denn wenn auch der Horizontalschub sich in gleichem Verhältnisse vergrössert, so vergrössert sich aber in gleichem Verhältnisse auch die bei der Zerlegung sich ergebende Vertikalkraft, und dadurch erhöht sich das Widerstandsmoment.

Vorzuziehen ist aber die Prüfung der Druckwirkung auf das Mauerwerk und den Baugrund nach der Grösse und Lage der gefundenen Mittelkraft. In dem hier vorliegenden Falle ist der Schnittpunkt O der Mittelkraft M von der äussern

Digitized by Google

Kante E der Mauer 57 cm entfernt; sie zerlegt sich in dem Punkte O in die zwei Seitenkräfte: Horizontalschub $H = 9$ cbm, und Vertikaldruck $G_2 + G_3 = 21$ cbm · 1600 kg = 33 600 kg. Wäre die Drucklinie die Schwerlinie der Mauer, so würde der Druck sich gleichmässig auf deren Sohle vertheilen, und es käme auf 1 qcm $= \frac{33\,600 \text{ kg}}{22\,000 \text{ qcm}} = 1{,}68$ kg/qcm. Die Drucklinie (die Vertikale von O) ist aber 43 cm von der Schwerlinie entfernt, die Belastung wirkt also excentrisch. Die Druckverteilung bei excentrischer Belastung habe ich ausführlich in meiner Schrift: „Die Lage der neutralen Schicht bei gebogenen Körpern und die Druckverteilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung" behandelt. Danach (S. 76) ergiebt sich für Kalkmörtel-Mauerwerk als Druck an der Kippungskante $E = 2{,}40$ kg/qcm und an der hintern Kante $A = 0{,}96$ kg/qcm. Für Cementmörtel-Mauerwerk berechnet sich nach dem Elastizitätsgesetze (S. 67) als Druck an der Kippungskante $E = 3{,}32$ kg/qcm. Diese Belastungen sind weit unter der zulässigen Inanspruchnahme (Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel 7 kg/qcm und in Cementmörtel 12 kg/qcm), sodass also in betreff des Druckes sehr grosse Sicherheit vorhanden ist. Da aber der Druck auf die Sohle an der äussern Kante grösser ist, als an der innern Kante, so ist rätlich, die Fundamentvorsprünge vor der äussern Seite der Mauer erheblich grösser anzuordnen, als vor der hintern Seite, um die Ungleichmässigkeit des Druckes auf den Untergrund zu beschränken.

Gegen das Gleiten hat die vorstehend behandelte Futtermauer genügende Sicherheit, schon nach der üblichen Reibungstheorie, da der Reibungswinkel ρ, welchen die Mittelkraftlinie mit der Vertikalen bildet, nur $23^0\,20'$ beträgt, wogegen er 30^0 betragen darf. Wie aber vorstehend im § 95 dargelegt worden, ist die Schubfestigkeit in Wirklichkeit erheblich grösser, als die Reibungstheorie ergiebt.

Dem Vorstehenden nach kann die Stärke der behandelten Futtermauer unbedenklich um etwa 15 cm ermässigt werden. Wie aber nachfolgend sich ergeben wird, ist durch Annahme eines günstigern Profils, als das hier zunächst behandelte rechteckige Profil ein erheblich grösserer Vorteil erreichbar. Das rechteckige Profil ist daher nur für Futtermauern von geringer Höhe anzuwenden.

Bei der vorstehenden Ermittelung des Widerstandsmomentes ist die Reibung zwischen Futtermauer und Erdprisma nicht in

Digitized by Google

Rechnung gezogen. Der Horizontalschub H des Erdprismas gegen die Futtermauer ist 9 cbm; der Reibungskoeffizient ist anzunehmen zu 0,5; also der Reibungswiderstand $0{,}5 \cdot 9$ cbm $= 4{,}5$ cbm, und da der Hebelarm $AK = 2{,}0$ m ist, so ergiebt sich das Moment $= 2{,}0 \cdot 4{,}5$ cbm $= 9$ m/cbm. Um diesen Betrag würde das vorstehend zu $(12 + 18) = 30$ m/cbm ermittelte Widerstandsmoment grösser sein, also 39 m/cbm betragen, und somit den Stabilitäts-Koeffizienten $= \frac{39}{18} = 2^1/_6$ ergeben, wenn der fragliche Reibungswiderstand unbedenklich in Anrechnung gebracht werden könnte. Das aber ist nicht der Fall. Wäre die Kippungskante E absolut fest, so würde beim Eintritt des Kippens der Mauer die Hinterseite derselben sich ja allerdings heben und den fraglichen Reibungswiderstand überwinden müssen; giebt aber der Baugrund bei E auch nur ganz wenig nach, was durch die excentrische Druckwirkung bei O gar leicht eintreten kann, so trennt sich die Futtermauer von dem Erdkörper und wird dann die fragliche Reibung ganz oder grossenteils aufgehoben. Es muss daher rätlich erscheinen, den fraglichen Reibungswiderstand seiner Unsicherheit halber ausser Rechnung zu lassen, wenigstens vorerst, bis durch Versuche das erhabene Bedenken etwa entkräftet wird.

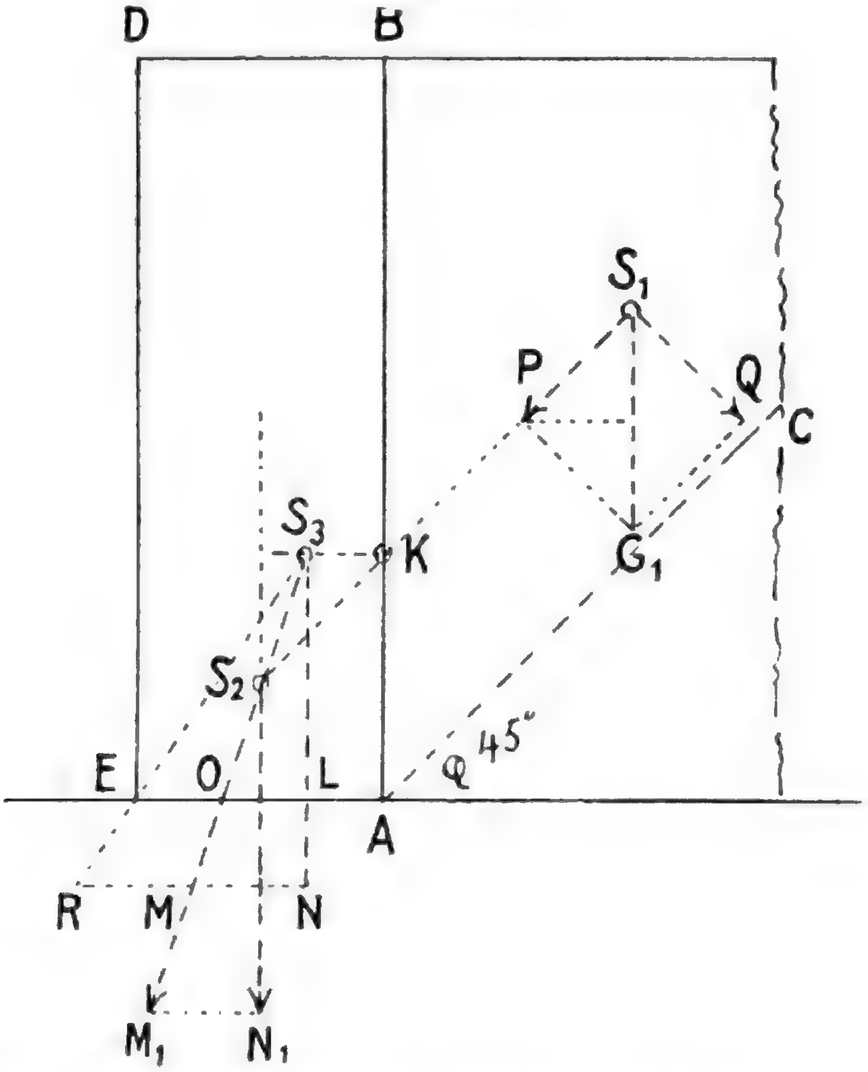
§ 115. Eine Futtermauer aus Bruchsteinen,

von denselben Maassen und mit der gleichen Erdhinterfüllung wie vorstehend in § 114. Zunächst werde Sandbruchsteinmauerwerk angenommen, wovon 1 cbm wiegt $= 2400$ kg, also $1^1/_2$ mal so schwer ist als Erde. Es muss also bei der graphischen Darstellung, sowie auch bei den Berechnungen das Gewicht des Mauerwerkes $1^1/_2$ mal so gross gesetzt werden, als das Gewicht der Erde. In Abb. 283, gleichfalls gezeichnet in $^1/_{100}$ d. w. Gr., ist der Kräftemaassstab für die Erde wiederum so angenommen wie in § 114, nämlich 1 cbm $= 1600$ kg $= 1$ mm. Das Gewicht des Sandbruchsteinmauerwerkes ist nun aber zu bemessen 1 cbm $= 2400$ kg $= 1^1/_2$ mm. Das Erdprisma hält auf 1 m Länge, wie im § 114, $\frac{6{,}0 \cdot 6{,}0}{2} \cdot 1{,}0 = 18$ cbm $= G_1$; die bei dessen Zerlegung im Schwerpunkte S_1 sich ergebende Schubkraft $P = 18 \cdot \sin \varphi = 18 \cdot 0{,}707 = 12{,}726$ cbm. Dieselbe wirkt auf die Futtermauer im Punkte K, und durch ihre Zerlegung daselbst ergiebt sich wiederum der Horizontalschub

Digitized by Google

$H = 9$ cbm und die Vertikalkraft $G_3 = 9$ cbm. Das Gewicht der Mauer beträgt $6{,}0 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0 = 12$ cbm und ist in der Zeichnung aufzutragen mit $12 \cdot 1^1/_2 = 18$ mm. Nach der im § 114 beschriebenen Konstruktion ergiebt das Verhältnis EL zu OL wie 1 : 2, also ist hier der Stabilitäts-Koeffizient 2. Dasselbe Resultat ergiebt sich auch aus folgender Berechnung. Das Schubmoment ist $= H \times$ Hebelarm $AK = 9$ cbm. $\times$ 2,0 m = 18 m/cbm. Das Widerstandsmoment ist $\left(G_2 \times \text{Hebelarm } \frac{EA}{2}\right) + (G_3 \times \text{Hebelarm } EA) = (18 \cdot 1) + (9 \cdot 2) = 36$ m/cbm, also

Abb. 283.



doppelt so gross als das Schubmoment. Der Schnittpunkt O der Mittelkraft mit der Sohle der Mauer ist von der Kante E 70 cm entfernt. Demnach ist hier eine grössere Beschränkung der Mauerstärke zulässig als im § 114.

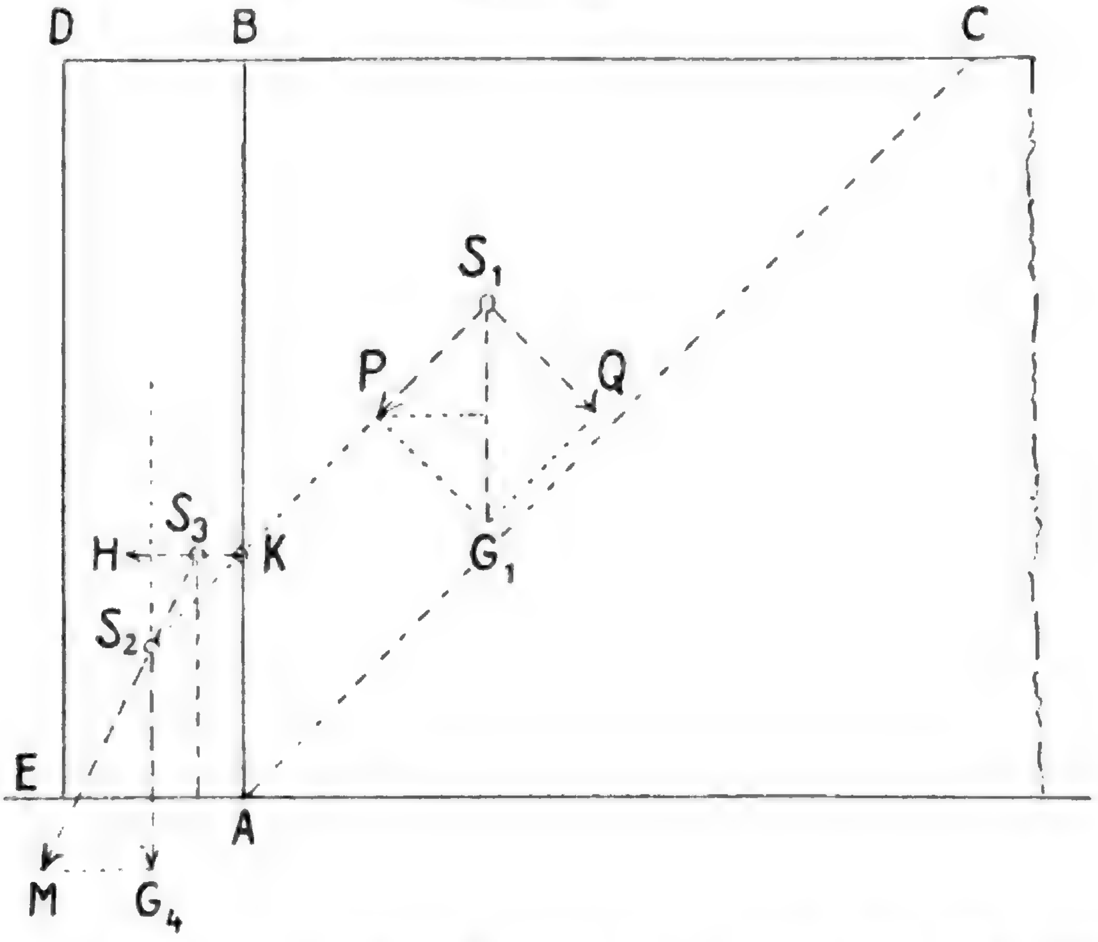
Für eine gleichartige Futtermauer aus Kalkbruchsteinen, von welcher 1 cbm = 2600 kg wiegt, stellt sich die Rechnung

wie folgt. Das Gewicht der Mauer ist in dem Verhältnisse $\frac{2600}{1600}$ grösser als Erde oder Ziegelmauerwerk, daher ist 1 cbm Kalkbruchsteinmauerwerk das 1,625 fache von 1 cbm Ziegelmauerwerk. Das Widerstandmoment ist $\left(G_2 \cdot \frac{1}{2} E A\right) + (G_3 \cdot E A)$ $= (12 \cdot 1{,}625 \cdot 1{,}0) + (9 \cdot 2{,}0) = 37{,}5$ m/cbm. Das Schubmoment ist wie vorhin = 18 m/cbm, also der Stabilitäts-Koeffizient = 2,08.

§ 116. Eine Futtermauer aus Ziegelmauerwerk mit rechteckigem Querschnitt, von 6 m Höhe und 1,5 m (also ¼ h) Stärke,

deren Erdhinterfüllung gleiche Höhe mit der Mauer hat. Dieselbe ist in Abb. 284 in Maassstabe von $^1/_{100}$ d. w. Gr. gezeichnet, und der Kräftemaassstab ebenso angenommen, wie im § 114, nämlich 1 cbm Erde und 1 cbm Ziegelmauerwerk

Abb. 284.



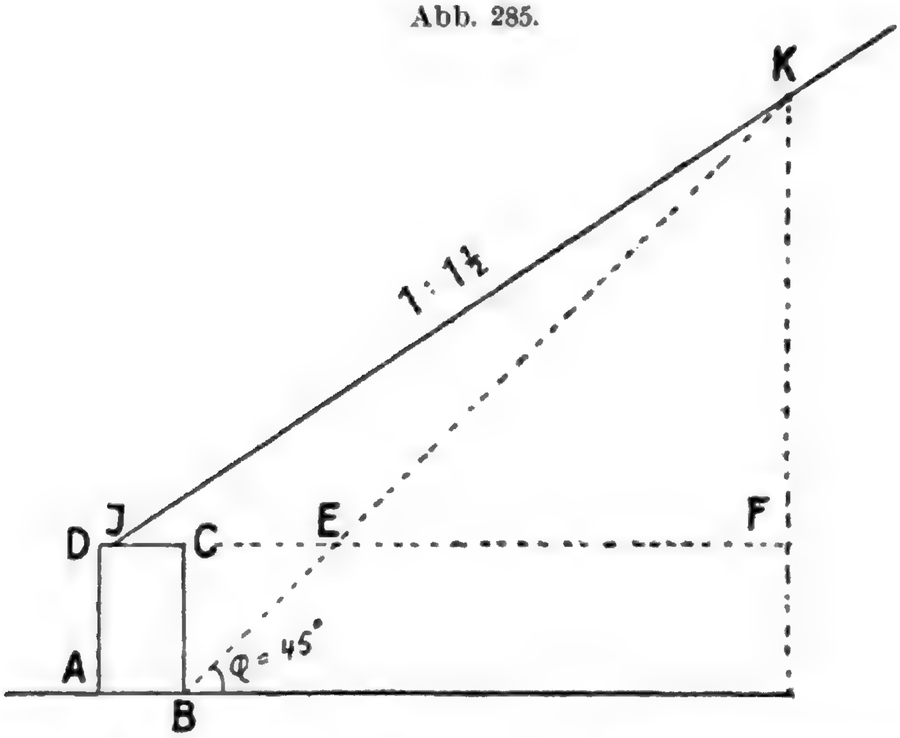
= 1600 kg = 1 mm. Die Konstruktion ergiebt, dass die Mittelkraft die Sohle der Mauer sehr nahe der Kippungskante E schneidet, nämlich nur 12,5 cm davon entfernt, und dass der

Sicherheits-Koeffizient nur 1,125 beträgt. Dasselbe ergiebt auch die Rechnung wie folgt. Die Mauer hält auf 1 m Länge $= 6{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}0 = 9$ cbm. Das Widerstandsmoment ist $(G_2 \cdot 0{,}75\,\mathrm{m}) + (G_3 \cdot 1{,}5) = (9\,\mathrm{cbm} \cdot 0{,}75) + (9 \cdot 1{,}5) = 20{,}25$ m/cbm. Das Schubmoment ist, wie im § 114, $9\,\mathrm{cbm} \cdot 2{,}0\,\mathrm{m} = 18$ m/cbm, also der Stabilitäts-Koeffizient $= \frac{20{,}55}{18} = 1{,}25$. Die Stärke der Mauer ist also zu geringe.

§ 117. Futtermauer mit Erdüberdruck.

Der Erdüberdruck muss bei Ermittelung des auf die Futtermauer wirkenden Schubes mit berücksichtigt werden, da dadurch der Schub auf die Futtermauer vergrössert wird. In Abb. 285, gezeichnet in $^1/_{500}$ d. w. Gr., und Abb. 285 a, in $^1/_{250}$ d. w. Gr., ist über der Krone der Futtermauer $ABCD$ und deren Erdhinterfüllung $BCEF$ eine so hohe Erdüberschüttung angenommen,

Abb. 285.



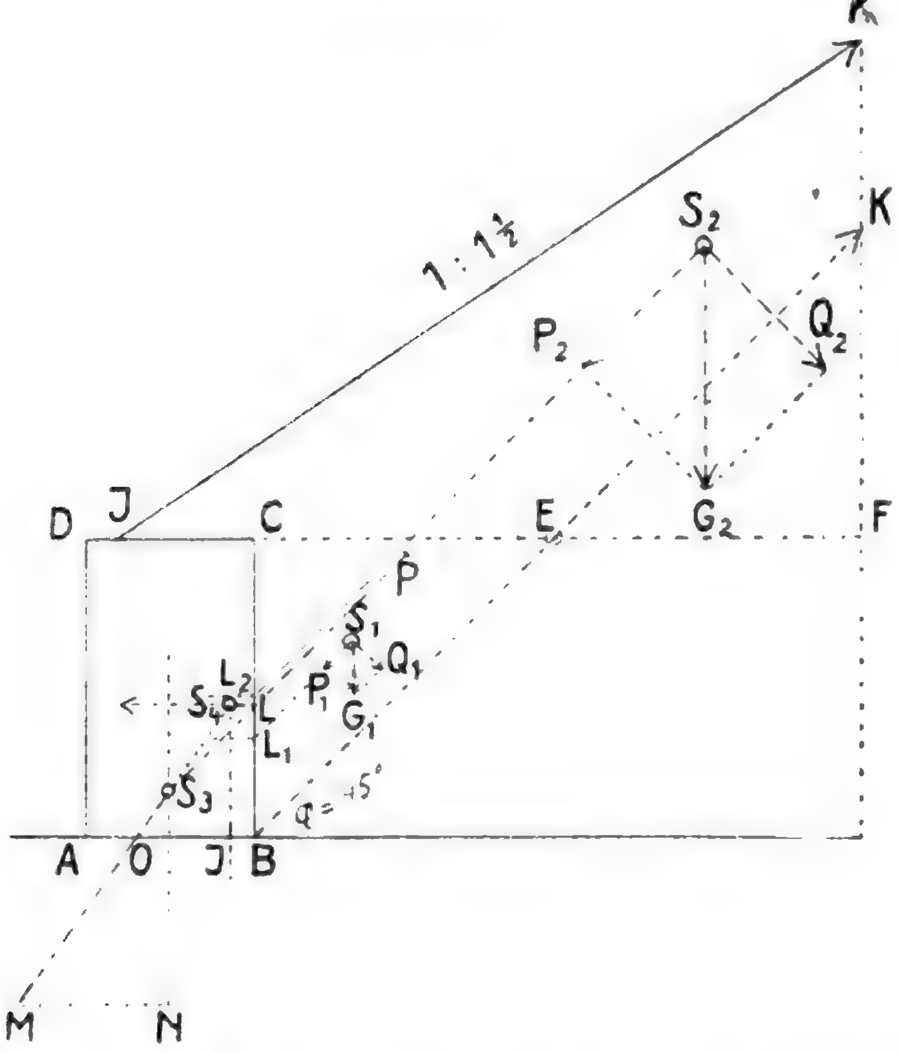
dass die äussere $1^1/_2$ fache Böschung JK der Erdüberschüttung mit der von der untern Hinterkante der Mauer B ausgehenden Linie der unter dem Winkel φ von 45^0 geneigten natürlichen Böschung in K sich schneidet.

In diesem Falle ist das Maximum des Schubes der Erdüberschüttung auf die Futtermauer vorhanden, da die über den Schnittpunkt K weiter reichende Erdschüttung auf die Mauer keinen Schub bewirkt. Es wirkt in dem vorbezeichneten Falle

Digitized by Google

ausser dem Erdprisma *B C E*, auch das Erdprisma *J E K* schiebend auf die Mauer. In dem letzteren wirkt der Schub der Erdteile unter demselben Winkel φ der natürlichen Böschung wie in dem untern Prisma *B C E*. Der Punkt *J* kann an der vordern Kante bei *D* liegen, oder über der Mauer, sodass eine

Abb. 285 a.



Berme *D J* vorhanden ist, oder er kann an der hintern Kante bei *C*, oder auch noch hinter *C* liegen, sodass im letztern Falle eine Gosse zur Aufnahme und Ableitung des auf der Böschung *K J* herabfliessenden Wassers hergestellt werden kann. Die Futtermauer *A B C D* ist 6 m hoch und nach einer alten Regel 3,4 m = 9/16 ihrer Höhe *h* stark, mit rechteckigem Querschnitte und aus Ziegeln angenommen. Ihr Querschnitt hält also 6 · 3,4 = 20,4 qm und der cubische Inhalt beträgt auf 1 lfd. m = 20,4 cbm. Der Schub kann nun so ermittelt werden, dass man den Schwerpunkt der ganzen Erdmasse *B C J K E B* bestimmt, oder auch so, dass man für jedes der beiden Erdprismen *B C E* und *J E K* den betreffenden Schwerpunkt be-

stimmt und sodann die beiden gefundenen Schubkräfte zu einer Mittelkraft vereinigt. Das letztere Verfahren soll hier angewandt werden. Als Kräftemaassstab werde angenommen 1 mm = 4 cbm. Das untere Prisma $B\,C\,E$ hält auf 1 m Länge $\frac{6 \cdot 6}{2} = 18$ cbm; das Gewicht G_1 wirkt in seinem Schwerpunkte S_1, zerlegt sich daselbst in die zwei Seitenkräfte, den unter dem Winkel φ wirkenden schrägen Schub P_1 und den nach rechts unter gleichem Winkel wirkenden Schub Q_1. Der Schub P_1 ist $= G_1 \cdot \sin \varphi = 18$ cbm $\cdot\, 0{,}707 = 12{,}726$ cbm. Diese Schubkraft trifft die Futtermauer in dem Punkte L_1 von unten in $1/3$ ihrer Höhe und zerlegt sich daselbst in die beiden Seitenkräfte, den Horizontalschub $H_1 = G_1 \cdot \sin^2 \varphi = 18$ cbm $\cdot\, 0{,}5 = 9{,}0$ cbm und die Vertikalkraft $G_3 = 9$ cbm. Das obere Erdprisma $J\,E\,K$ hält $= \frac{8{,}9 \cdot 17{,}8}{2} = 79{,}21$ cbm $= G_2$; es zerlegt sich in seinem Schwerpunkte S_2 in die nach links gerichtete Schubkraft $P_2 = G_2 \cdot \sin \varphi = 79{,}21 \cdot 0{,}707 = 56{,}0$ cbm und in die nach rechts wirkende Druckkraft Q_2. Die Schubkraft P_2 trifft die Futtermauer in dem Punkte L_2 in der Höhe von unten $B\,L_2 = 2{,}9$ m und zerlegt sich daselbst in die zwei Seitenkräfte, den Horizontalschub $H_2 = G_2 \cdot \sin^2 \varphi = 79{,}21 \cdot 0{,}5 = 39{,}6$ cbm und die Vertikalkraft G_4, ebenfalls $= 39{,}6$ cbm. Die beiden Schubkräfte H_1 und H_2 vereinigen sich zu einer Mittelkraft H wie folgt:

Das Moment von H_1 ist	= 9,0 cbm	· 2,0 m =	18,0 m/cbm.
„ „ „ H_2 „	= 39,6 „	· 2,9 m =	114,84 „
	48,6 cbm		132,84 m/cbm

Die Mittelkraft H ist also 48,6 cbm und ihr Hebelarm $= \frac{132{,}84}{48{,}6} = 2{,}73$ m $= B\,L$. Die durch den Punkt L schräg schneidende Mittelkraft der beiden Schubkräfte P_1 und P_2 $= 12{,}726 + 56{,}0 = 68{,}726$ cbm trifft in dem Punkte S_3 die Schwerlinie der Mauer; auf der nach unten verlängerten Schwerlinie die Vertikalkräfte $G_3 + G_4 + G_5$ (letztere das Gewicht der Mauer) abgetragen $= 9 + 39{,}6 + 20{,}4 = 69{,}0$ cbm, von S_3 bis N abgetragen, und auf der durch N gezogenen Horizontale die Summe der beiden Horizontalschübe $H_1 + H_2 = 9{,}0 + 39{,}6 = 48{,}6$ cbm von N bis M abgetragen, ergiebt sich die Mittelkraft $S_3\,M$; dieselbe schneidet die Sohle der Mauer in O und die Horizontale durch L der vereinigten Horizontalschübe

Digitized by Google

$H_1 + H_2$ in dem Punkte S_4; die durch diesen Punkt gezogene Vertikale $S_4 J$ ist die Schwerlinie der vereinigten Vertikalkräfte, und es ergiebt sich darnach das Verhältnis $\frac{AJ}{OJ} = 1{,}51$ als Sicherheitskoeffizient, welcher als genügend zu erachten ist. AO ist gleich $^1/_3$ der Mauerstärke AB, was gleichfalls völlig sicher ist. Die gesamten, auf die Mauer wirkenden Vertikalkräfte betragen, wie vorhin angegeben $= 69$ cbm $= 69 \cdot 1600$ kg $= 110\,400$ kg; die Grundfläche der Mauer auf 1 m Länge hält $340 \cdot 100 = 34\,000$ qcm, es ergiebt sich also der gleichmässig verteilte Druck zu $\frac{110\,400 \text{ kg}}{34\,000 \text{ qcm}} = 3{,}25$ kg/qcm und der Kantendruck nach dem umgekehrten Verhältnisse von AO und OB $= 1:3$, an der äussern Kante A zu 4,33 kg/qcm und an der inneren Kante B zu 2,17 kg/qcm.

§ 118. Alte Regeln über die Stärke der Futtermauern.

Die im vorstehenden mehrmals erwähnte alte Regel über die Stärke von Futtermauern (wahrscheinlich von Eytelwein herrührend) ist in der ersten Rubrik der nachstehenden Tabelle angegeben. In der zweiten Rubrik habe ich die nach der vorstehenden Methode ermittelten Sätze angefügt und zwar für rechteckiges Profil, Ziegelmauerwerk, $1^1/_2$ fache Sicherheit, und eine Berme von 60 cm Breite. Für Bruchsteinmauerwerk ist die Stärke entsprechend zu beschränken.

Tabelle über die Stärke rechteckiger Futtermauern.

Darin bedeutet h die Höhe der Futtermauer, h_1 die Höhe des Erdüberdrucks. Die Ansätze der beiden Rubriken sind Teile von h.

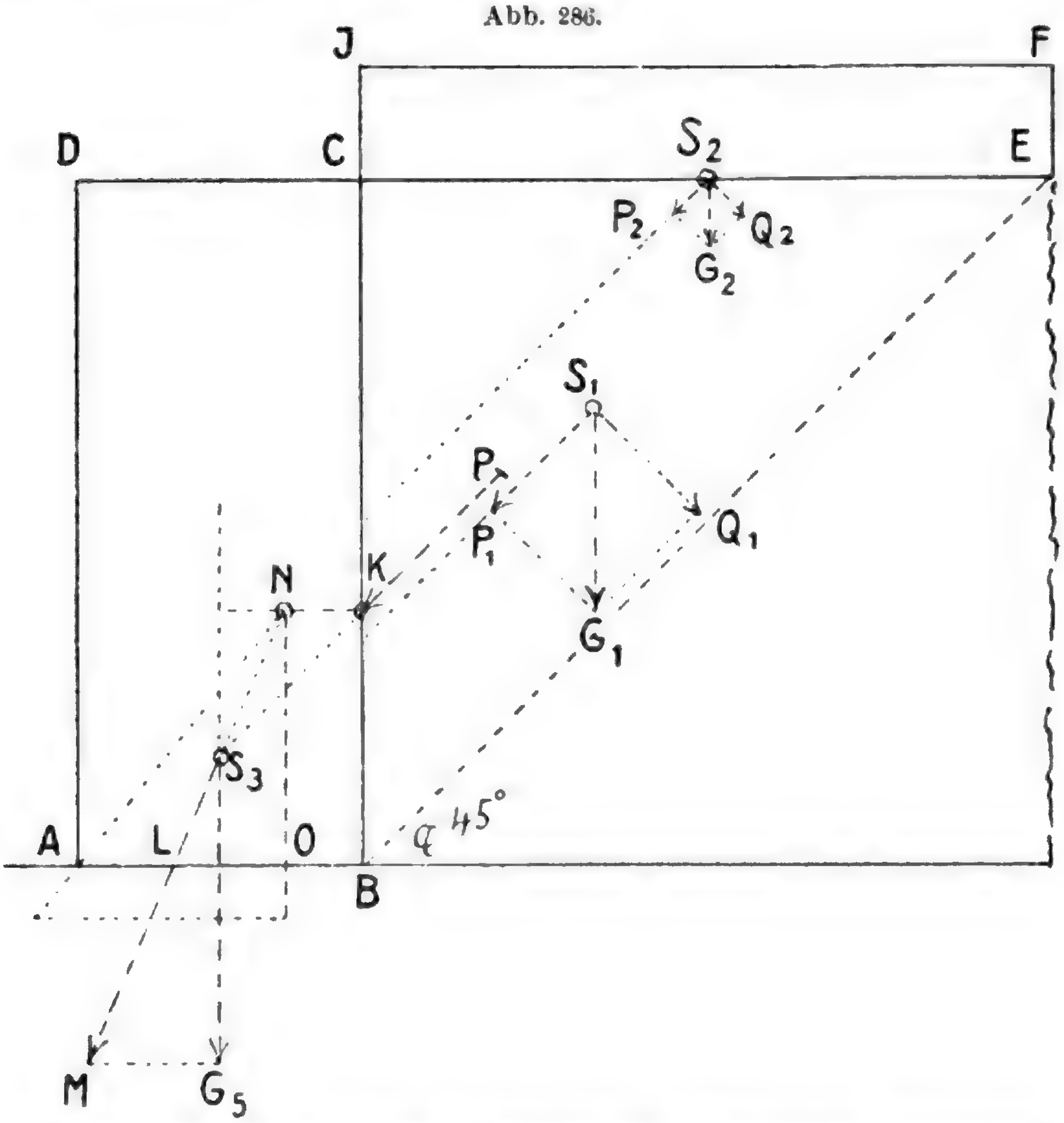
	Alte Regel	Nach Debo
$h_1 = 0$, dafür die Stärke	$\frac{1}{3}$	0,32
$h_1 = \frac{1}{4} h$, " " "	0,39	0,43
$h_1 = \frac{1}{2} h$, " " "	0,42	0,51
$h_1 = h$, " " "	0,46	0,52
$h_1 = 2h$ " " "	0,50	0,55
$h_1 =$ sehr hoch " "	$\frac{9}{16}$	0,56

Der erste Satz gilt für den Fall, dass die Erdschüttung gleiche Höhe mit der Futtermauer hat und nicht belastet ist.

Der erste und der letzte Ansatz sind ziemlich übereinstimmend, für die dazwischen liegenden Fälle aber haben sich grössere Unterschiede ergeben.

Für Wassermauern, welche freistehend dem Drucke von Wasser zu widerstehen haben, ist unter den alten Regeln als erforderliche Stärke $= \frac{1}{2} h$ angeführt.

Abb. 286.



§ 119. Wirkung einer gleichmässig verteilten Belastung des Erdprismas, welches gleiche Höhe mit der Futtermauer hat.

In Abb. 286 ist eine Futtermauer $ABCD$ gezeichnet von 6 m Höhe und 2,5 m Stärke mit rechteckigem Querschnitte aus Ziegeln. Das Erdprisma hinter derselben BCE sei gleich-

Digitized by Google

mässig belastet z. B. mit 1 m hoch aufgestapelten Ziegelsteinen, das cbm = 1600 kg schwer, sodass also, da die Breite $CE = 6{,}0$ m beträgt, diese Belastung $CEFJ$ auf 1 lfd. m Länge (rechtwinklig zur Zeichnungsebene) ist 6 m · 1 m · 1 m = 6 cbm = G_2. Von derselben ist die Schwerlinie S_2 zu ermitteln, dieselbe liegt in der Mitte von CE bei S_2, auf dieser nach unten verlängerten Schwerlinie das Gewicht $G_2 = 6$ cbm, nach dem Kräftemaasstab 1 mm = 1 cbm, abgetragen und die Zerlegung derselben in die zwei unter dem natürlichen Böschungswinkel φ geneigten Seitenkräfte P_2 und Q_2 ausgeführt. Jede dieser beiden Kräfte ist, da der Neigungswinkel $\varphi = 45^0$ beträgt, $P_2 = Q_2 = G_2 \cdot \sin 45^0 = 6{,}0 \cdot 0{,}707 = 4{,}24$ cbm. Das Gewicht G_1 des Erdprismas BCE ist $= \frac{6 \cdot 6}{2} \cdot 1 = 18$ cbm, und jede der durch die Zerlegung desselben im Schwerpunkte S_1 sich ergebenden zwei Seitenkräfte P_1 und Q_1 ist $= G_1 \cdot \sin 45^0 = 18 \cdot 0{,}707 = 12{,}726$ cbm. Die beiden gegen die Mauer wirkenden Schubkräfte P_1 und P_2, nun zu einer Mittelkraft P vereinigt, wie folgt: Die Kraft P_2 hat in Bezug auf die Linie BE den Hebelarm = 2,12 m, also ist deren Moment = $4{,}24 \cdot 2{,}12 = 8{,}99$ m/cbm; und das Moment der Kraft $P_1 = 12{,}726 \cdot 1{,}414 = 17{,}99$ m/cbm; beide Momente zusammen = 26,98 m/cbm. Die Summe der beiden Kräfte P_1 und P_2 ist $P = 4{,}24 + 12{,}73 = 16{,}97$ cbm, demnach ist deren Hebelarm, d. h. die rechtwinklige Entfernung der Mittelkraft P von der Linie $BE = \frac{26{,}98 \text{ m/cbm}}{16{,}97 \text{ cbm}} = 1{,}59$ m. Die Mittelkraft P trifft die Mauer im Punkte K und zerlegt sich daselbst in den Horizontalschub $H = P \cdot \sin 45^0 = 16{,}97 \cdot 0{,}707 = 12$ cbm, und in die Vertikalkraft G_3 von gleicher Grösse = 12 cbm. Die Verlängerung der Kraft P trifft die Schwerlinie der Mauer in dem Punkte S_3 und zerlegt sich daselbst in die beiden Seitenkräfte, Horizontalschub H und Vertikaldruck G_3; auf der nach unten verlängerten Schwerlinie abgetragen die Vertikalkraft G_3 + Gewicht der Mauer $G_4 = 12 + 6 \cdot 2{,}5 = 12 + 15 = 27$ cbm $= G_5$ und auf der durch den unteren Punkt G_5 nach links gezogenen Horizontallinie die Schubkraft $H = 12$ cbm abgetragen, ergiebt sich der Punkt M. Die von M nach S_3 gezogene Linie ist die Mittelkraft; dieselbe schneidet die Sohle der Mauer in L und nach oben die Horizontale des Punktes K (die Schubkraftlinie) in N. Sonach ist die durch N gezogene Vertikale NO die Schwerkraftlinie

Digitized by Google

der vereinigten Vertikalkräfte. Es ergiebt sich nun das Verhältnis $LO : AO = 1 : 1{,}8$ also der Sicherheitskoeffizient zu 1,8.

Die Ermittelung kann auch auf die Art geschehen, welche vorstehend im § 7 angewandt ist; man führt die beiden parallel wirkenden Schubkräfte P_1 und P_2 bis gegen die Mauer und zerlegt sie daselbst in Horizontalschub H und Vertikalkraft; es ergiebt sich dann für P_2 der Horizontalschub H_2 zu 3 cbm und für P_1 der Horizontalschub $H_1 = 9$ cbm. Der Hebelarm von H_2 ist $\frac{1}{2} h = 3$ m, also dessen Schubmoment 3 cbm · 3 m = 9 m/cbm; der Hebelarm von H_1 ist $= \frac{1}{3} h = 2$ m, also dessen Schubmoment = 9 cbm · 2 m = 18 m/cbm, demnach beide Schubmomente 9 + 18 = 27 m/cbm. Das Widerstandsmoment ist: die beiden an der Hinterseite der Mauer wirkenden Vertikalkräfte 3 + 9 = 12 cbm × 2,5 m = 30 m/cbm + Mauer 15 cbm · 1,25 m = 18,75 m/cbm, also zusammen = 30 + 18,75 = 48,75 m/cbm. Demnach ist das Verhältnis des Schubmomentes zum Widerstandsmomente = 27 : 48,75 = 1 : 1,8, das ist der auch vorhin gefundene Sicherheitskoeffizient.

Wie für die im § 114 behandelte Futtermauer der Sicherheitskoeffizient von $1^2/_3$ als genügend erkannt ist, so ist auch in dem hier behandelten Falle derselbe Sicherheitskoeffizient für ruhige Belastung als genügend zu erachten, und kann dementsprechend die Stärke der Futtermauer auf 2,36 m ermässigt werden.

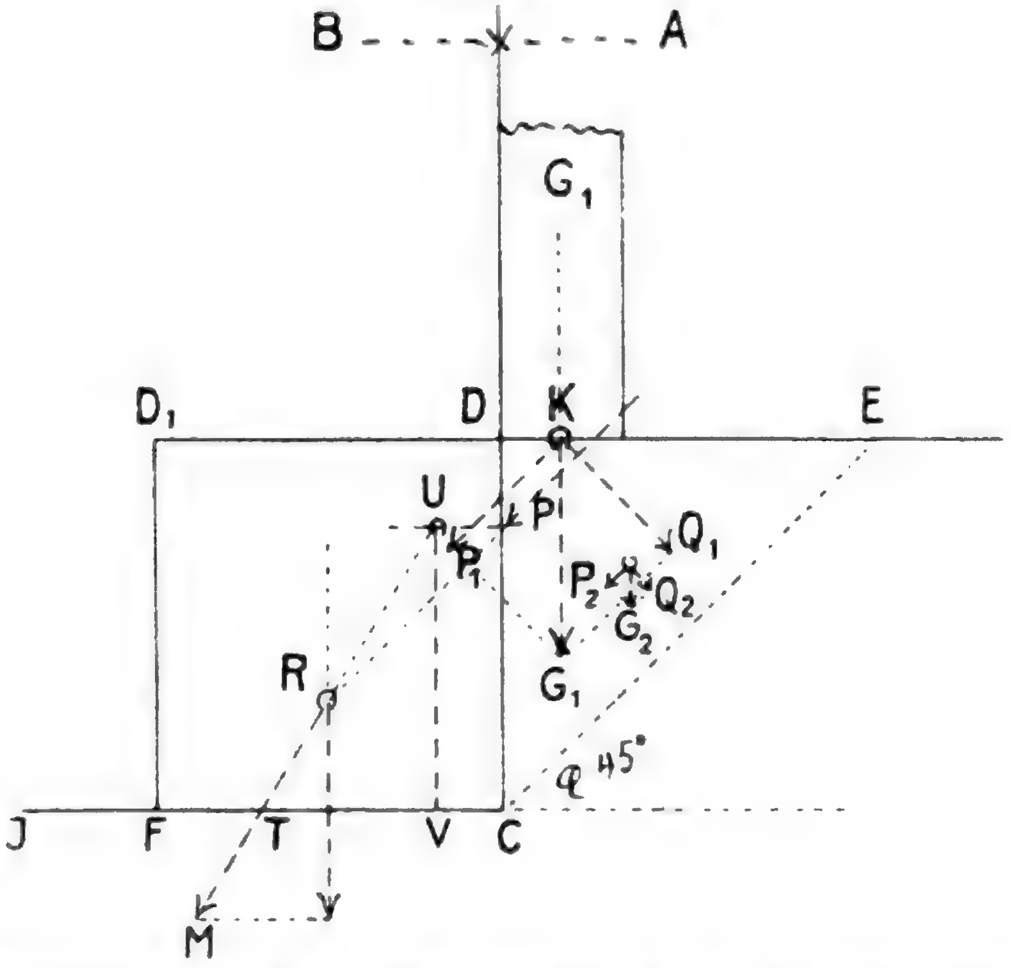
Für den hier behandelten Fall, nämlich einer gleichmässigen Belastung des Erdprismas hinter einer Futtermauer, dessen Krone gleiche Höhe hat mit der Mauer, hat Weisbach folgende Formeln angegeben: der Horizontalschub $H = \left(\frac{1}{2} h^2 \gamma + q \cdot h\right) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^0 - \varphi}{2}\right)$. Darin bezeichnet γ das Gewicht der Einheit (hier = 1 cbm), h die Höhe der Mauer, q das Gewicht der Einheit der gleichmässigen Belastung (hier = 1 cbm), φ den Reibungswinkel. Danach ergiebt sich $H = \left[\left(\frac{1}{2} \cdot 36 \cdot 1 \text{ cbm}\right) + (1 \text{ cbm} \cdot 6)\right] \cdot \operatorname{tg}^2 22^1/_2{}^0 = 4{,}1$ cbm. Für den Hebelarm dieses Horizontalschubes lautet die von Weisbach gegebene Formel $h_0 = \left(\frac{h\gamma + 3q}{3h\gamma + 6q}\right) \cdot h$, danach folgt $h_0 = \left(\frac{6+3}{18+6}\right) \cdot 6 = 2{,}25$ m · Sonach berechnet sich das Schubmoment $H \cdot h_0 = 4{,}1$ cbm · 2,25 m

= 9,225 m/cbm. Das Widerstandsmoment der Mauer von 2,36 m Stärke ist = 6 · 1,18 · 2,25 = 15,93 m/cbm, somit ergiebt sich der Sicherheitskoeffizient zu $\frac{15,93}{9,225} = 1,72$. Das ist also etwas weniger als der nach vorstehender Methode gefundene Koeffizient von 1,8.

§ 120. Ungleichmässige Belastung des Erdprismas hinter Futtermauern.

Die Ermittelung des Erddruckes auf die Futtermauer ist für diese Fälle sehr einfach und leicht und ohne weitläufige Berechnungen auszuführen, wie solches der nachfolgend behandelte Fall, der in hiesiger Gegend kürzlich vorgekommen ist, ergeben wird. In Abb. 287 gezeichnet in 1/50 d. n. Gr. und nach dem

Abb. 287.



Kräftemaassstabe von 1 mm = 500 kg ist G_1, das Profil des untern Teils der Kellermauer eines massiven Wohngebäudes, welches auf dem Grundstücke A unmittelbar an der Grenze des Nachbar-Grundstückes B seit langen Jahren wohlerhalten

bestanden hatte. Die Vertikale von CD ist die Grenzlinie zwischen beiden Grundstücken und DE die Kellersohle des Gebäudes A. Dieses Gebäude hat einen Keller, zwei volle Geschosse und ein Kniegeschoss, und die Giebelmauer G_1 einen massiven Dachgiebel. Das Gewicht dieser Giebelmauer G_1 ist auf 1 lfd. m der Länge (rechtwinklig zur Zeichnungsebene) $= 9100$ kg. Auf dem Nachbar-Grundstücke B ist nun kürzlich ein Gebäude, gleichfalls hart an der Grenze CD ausgeführt, dessen Kellersohle CFJ 1,5 m tiefer gelegt ist als die Kellersohle DE des Gebäudes A. Man hat nun nicht, wie es das Sicherste gewesen wäre, die Giebelmauer G_1 stückweise mit Mauerwerk unterfangen, sondern hat an der Grenze CD stückweise die Kellermauer des Gebäudes B in der Stärke von 64 cm von Ziegeln in Kalkcementmörtel hergestellt. Diese Mauer, welche vorerst nur wenig über die Kellersohle DE des Gebäudes A hinaufgeführt worden, bildete also eine freistehende Futtermauer, welche den Druck des Erdprismas CDE, sowie den auf dieses Erdprisma wirkenden Druck der Giebelmauer G_1 auszuhalten hatte. Dazu aber ist sie zu schwach gewesen; denn die Giebelmauer des Gebäudes A, sowie auch die Eckschäfte der Vorderfront und der Hinterfront haben sich gedrückt und sind infolge davon erhebliche Beschädigungen eingetreten, erhebliche Risse im Mauerwerke, in den Bögen der Eckfenster und in deren Sohlbänken entstanden.

Der Druck auf die vorbezeichnete Futtermauer vor der Grenze CD ergiebt sich wie folgt: Das Gewicht der Giebelmauer $G_1 = 9100$ kg wirkt in deren Schwerlinie in dem Punkte K auf das Erdprisma und zerlegt sich daselbst in die zwei Seitenkräfte P_1 und Q_1, welche unter dem Winkel φ von 45^0 der natürlichen Böschung gerichtet sind und von denen jede $= G_1 \cdot \sin \varphi = 9100 \text{ kg} \cdot 0{,}707 = 6434$ kg ist. Das Gewicht G_2 des Erdprismas CDE ist $\frac{1{,}5 \text{ m} \cdot 1{,}5 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m}$ $= 1{,}125 \text{ cbm} \times 1600 \text{ kg} = 1800$ kg, und wirkt in dem Schwerpunkte des Dreiecks CDE, zerlegt sich daselbst gleichfalls in die zwei Seitenkräfte P_2 und Q_2, welche gleichfalls unter dem Winkel φ geneigt sind und von denen jede $= G_2 \cdot \sin \varphi = 1800 \text{ kg} \cdot 0{,}707 = 1273$ kg ist. Die rechtwinklige Entfernung der Kraft P_1 von der Linie CE ist 0,9 m, also ihr Moment $6434 \cdot 0{,}9 \text{ m} = 5791$ m/kg, und das Moment von P_2 in Bezug auf die Linie $CE = 1273 \text{ kg} \cdot 0{,}35 \text{ m} = 446$ m/kg; die beiden Momente zusammen sind $= 5791 + 446$

$= 6237$ m/kg; die Summe der beiden Kräfte P_1 und P_2 ist $P = 6434 + 1273 = 7707$ kg, also hat die durch die Vereinigung dieser beiden Kräfte sich ergebende Mittelkraft P den Hebelarm von $\frac{6237 \text{ m/kg}}{7707 \text{ kg}} = 0{,}809$ m. Diese Mittelkraft wirkt parallel zu CE schiebend gegen die Futtermauer $C D D_1 F$, schneidet in ihrer Richtung die Schwerlinie dieser Mauer in dem Punkte R und vereinigt sich daselbst mit der Schwerkraft der 1,42 m stark angenommenen Futtermauer zu der Mittelkraft $R M$. Das Gewicht der Futtermauer G_3 beträgt $1{,}42 \cdot 1{,}5 \cdot 1 = 2{,}13$ cbm $\cdot$ 1600 kg $= 3408$ kg. Die Mittelkraft $R M$ schneidet die Sohle der Mauer im Punkte T und in ihrer Verlängerung nach oben die Horizontale des Punktes P in U. Die durch U gezogene Vertikale $U V$ ist die Schwerlinie der vereinigten Vertikalkräfte $G_1 + G_2 + G_3 = 4550 + 900 + 3408 = 8858$ kg, deren Hebelarm $F V$ gegen Kippen um die Kante $F = 1{,}146$ m, also das Widerstandsmoment $8858 \cdot 1{,}146 = 10151$ m/kg. Die im Punkte P horizontal wirkende Schubkraft H ist $P \sin \varphi = 7707 \cdot 0{,}707 = 5448$ kg; dieselbe wirkt an dem Hebelarm $C P = 1{,}15$ m, das Schubmoment ist also 5448 kg $\cdot$ 1,15 m $= 6\,265$, demnach der Sicherheitskoeffizient $\frac{10\,151}{6\,265} = 1{,}62$. Dasselbe Resultat ergiebt sich auch aus der Vergleichung von $\frac{F V}{T V} = \frac{1{,}14 \text{ m}}{0{,}70 \text{ m}} = 1{,}62$. Danach musste also die fragliche Futtermauer in der vorbezeichneten Stärke von 1,42 m ausgeführt werden, um genügenden Widerstand zu haben.

Wirken mehrere ungleichmässig verteilte Kräfte auf das Erdprisma, so ist von jeder derselben die Schwerlinie zu ermitteln und in den Punkten, in denen die Schwerlinien die Krone des Erdprismas treffen, die Zerlegung vorzunehmen, wie es vorstehend sowie in § 119 geschehen ist, — oder aber es sind die einzelnen vertikalen Schwerkräfte zu einer Mittelkraft zu vereinigen und ist sodann die Zerlegung dieser Mittelkraft in der vorstehend bezeichneten Weise vorzunehmen.

Handelt es sich um die Ermittelung des Schubes, welcher durch Fuhrwerke bewirkt wird (durch Lokomotiven oder Frachtwagen), so ist die Schwerlinie derselben zu ermitteln und die Zerlegung der Last in gleicher Weise auszuführen. Dabei

aber muss wegen der Stösse, welche die bewegten Fuhrwerke ausüben, ein entsprechender Zuschlag zu der ruhenden Last gemacht werden.

§ 121. Stark geböschte Futtermauern.

Vorstehend ist im § 114 S. 227 bereits bemerkt, dass das rechteckige Profil für Futtermauern von grösserer Höhe ungünstig und daher nur für Futtermauern von geringer Höhe anzunehmen sei. Im § 111 S. 217 ist ferner angeführt, dass der Druck an der obern Kante der in Abb. 276 gezeichneten Futtermauer = Null sei und von da nach unten im geraden Verhältnisse der Höhe zunehme, wie die daselbst gezeichnete Schubfigur zeigt. Dieses Verhalten führt dazu, die Stärke der Futtermauern oben möglichst gering anzunehmen und dieselbe nach unten angemessen wachsen zu lassen, und zwar nach aussen hin. In Abb. 288 ist eine 4,5 m hohe Futtermauer $ABCD$ in $^1/_{100}$ d. w. Gr. gezeichnet, welche eine stark geböschte Aussenseite hat, deren Hinterseite aber vertikal ist. Das ist das von Vauban in ausgedehntem Maasse angewandte Profil. Oben darf die Stärke nicht wohl geringer als 50 cm angenommen werden, weil sonst die Zerstörung durch Regen und Frost zu befürchten sein würde. Die mittlere Stärke ist in

Abb. 288.

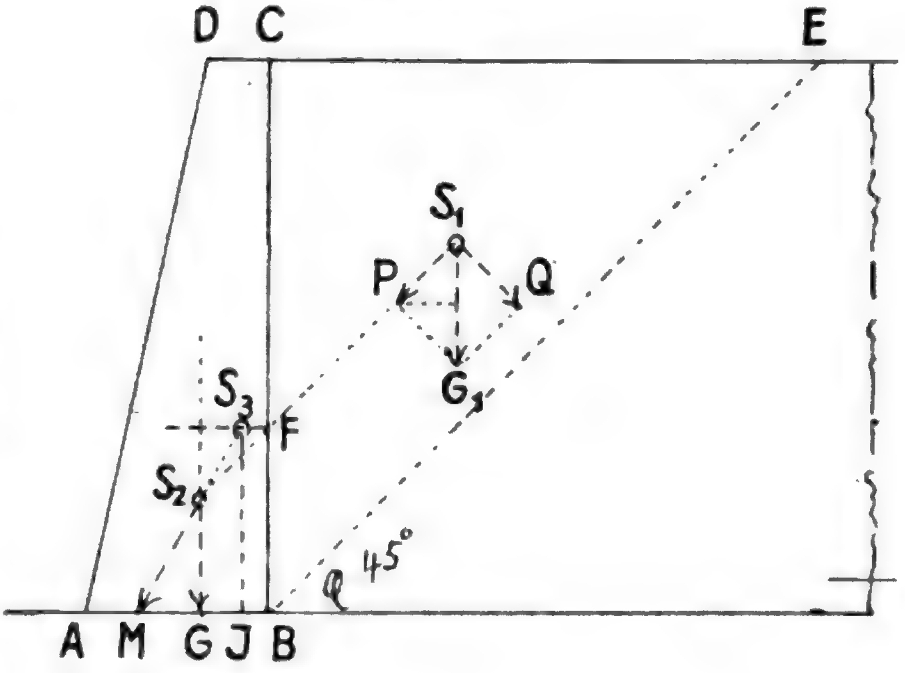
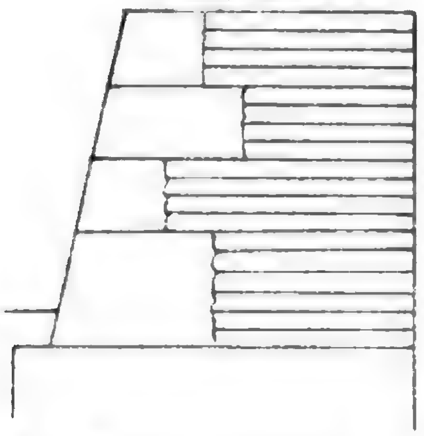


Abb. 288 zu $\frac{1}{4^1/_2} = 1$ m angenommen, wonach die untere Stärke sich zu 1,5 m ergiebt. Die Mauer ist aus Ziegeln angenommen. Das Gewicht derselben G_2 auf 1 m Länge beträgt $\frac{1{,}50 + 0{,}50}{2} \cdot 4{,}5$

= 4,5 cbm. Das Gewicht G_1 des auf die Mauer wirkenden Erdprismas BCE ist $\frac{4,5 \cdot 4,5}{2} = 10,125$ cbm. 1 cbm Erde so wie 1 cbm Mauer ist = 1600 kg. Als Kräftemaassstab ist 1 mm = 1 cbm angenommen. Das Gewicht G_1 zerlegt sich in dem Schwerpunkte S_1 in die zwei Seitenkräfte P und Q, jede = $G_1 \cdot \sin \varphi = 10,125 \cdot 0,707 = 7,158$ cbm. Die Schubkraft P trifft die Mauer im Punkte F und in weiterer Verlängerung die Schwerlinie der Mauer in S_2, woselbst sie sich mit der Schwerkraft G_2 der Mauer zu der Mittelkraft $S_2\,M$ vereinigt. Der aus der Zerlegung von P sich ergebende Horizontalschub H ist = 5,06 cbm und der Vertikaldruck G_3 ebenfalls = 5,06 cbm. Demnach $G_2 + G_3 = G = 9,56$ cbm. Die Verlängerung von $M\,S_2$ trifft in S_3 die Horizontale von F, die Vertikale durch S_3 ist also die Schwerlinie der beiden Vertikalkräfte $G_2 + G_3$; sie trifft die Sohle der Mauer in J und es ergiebt sich also der Stabilitäts-Koeffizient zu $\frac{A\,J}{M\,J} = \frac{1,30 \text{ m}}{0,85 \text{ m}}$ = 1,53. Der in M wirkende Vertikaldruck ist $G = 9,56$ cbm · 1600 kg = 15296 kg, bei gleichmässiger Verteilung 1,02 kg/qcm. Da aber die Druckkraft in M excentrisch wirkt, so kommt für Kalkmörtel-Mauerwerk auf die äussere Kante $A = 1,58$ und auf die innere Kante $B = 0,47$ kg/qcm. Das sind also sehr geringe Belastungen. Auch gegen Gleiten ist genügende Sicherheit vorhanden. Somit ist die Konstruktion standfähig. Aber gegen dieselbe ist der Einwand zu erheben, dass die äussere stark geböschte Fläche sehr stark vom Regen und Froste angegriffen wird. Die Erfahrung hat bei den vielen, von **Vauban** und anderen in gleicher Art ausgeführten Futtermauern eine sehr starke Verwitterung ergeben, sodass von vielen Fachleuten dieses System verworfen ist. Wenn es in Anwendung gebracht wird, so muss die Ausführung in hydraulischem Mörtel (Cementmörtel u. s. w.) geschehen und zur äussern Verblendung ein sehr dauerhaftes Material angewandt werden. Sodann kommt weiter noch in Betracht die Anordnung der Mauerschichten. Werden horizontale Schichten hergestellt, so ergeben sich, wie Abb. 289 zeigt, aussen sehr ungünstige spitzwinklige Kanten. Bei Quaderverblendung hat man zur

Abb. 289.



Vermeidung derselben die in Abb. 290 gezeichnete Anordnung getroffen; dadurch wird aber eine sehr erhebliche Verteuerung veranlasst. Man hat daher vielfach die Mauerschichten rechtwinklig gegen die Aussenseite angeordnet, und dieses Verfahren ist bei Ziegelmauerwerk entschieden geboten, wie Abb. 291 zeigt. Die geneigte Lage der Schichten ist auch zur Vergrösserung des Widerstandes gegen Gleiten günstiger, weil dadurch der Reibungswinkel, welchen die Mittelkraftlinie mit der Normalen zur Gleitfläche bildet, kleiner wird als der mit der Vertikalen gebildete Winkel. Gegen die geneigten Schichten ist aber der Einwand erhoben, dass dabei das Regenwasser ins Innere des Mauerwerks geleitet werde. Dieserhalb muss für solche Mauern Kalkmörtel entschieden ausgeschlossen werden. Der Cementmörtel hat einen so hohen Grad der Wasserdichtigkeit, dass derselbe das Eindringen des Wassers verhindert.

Abb. 290.

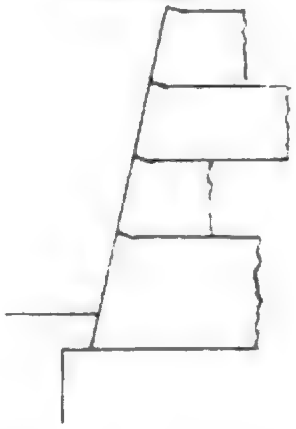


Abb. 291.

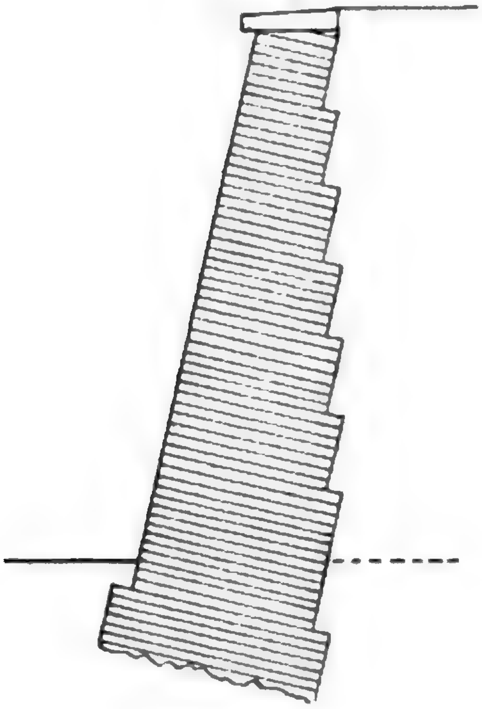
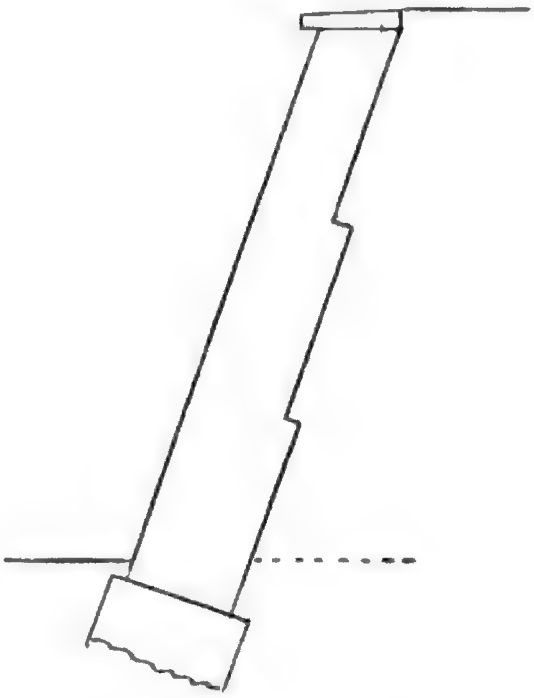


Abb. 292.



Man hat zu noch grösserer Ersparung, als die vorbesprochene Konstruktion gewährt, mehrfach Futtermauern nach Abb. 292, 293, 294 ausgeführt und zwar in der Stärke von $^1/_5$ und $^1/_6$ der Höhe. Es ist aber als geboten zu erachten, die Profile so zu entwerfen, dass die Schwerlinie der Mauer nicht

16*

Digitized by Google

über die Sohle derselben hinaus schneidet, weil in diesem Falle die Mauer nicht für sich standfähig wäre, sondern von dem Erdreiche müsste gestüzt werden. Das Erdreich aber bietet

Abb. 293.

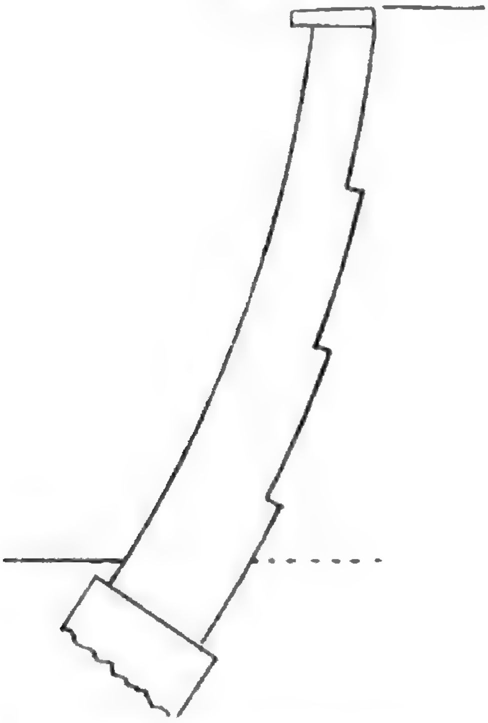
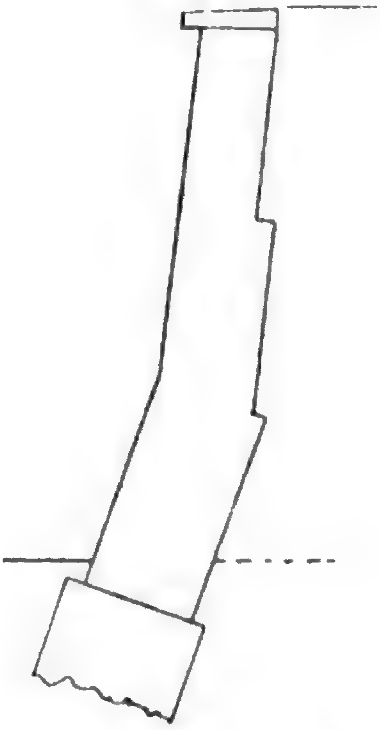
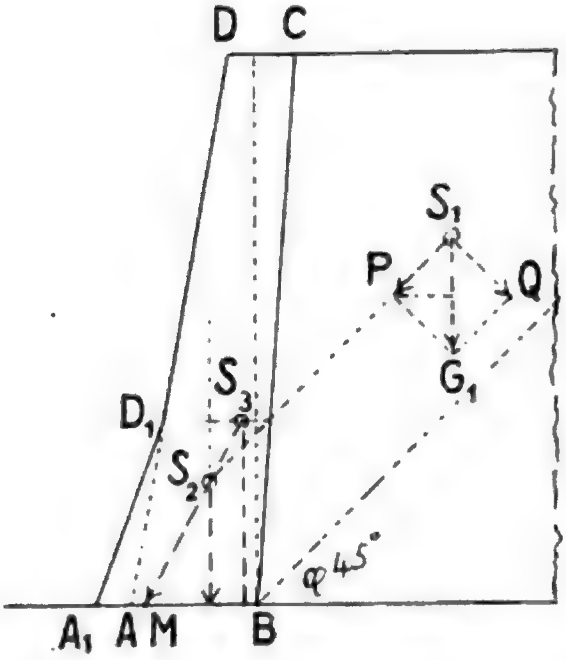


Abb. 294



keine sichere Unterstützung; ist dasselbe auch noch so sorgfältig gestampft, so sackt es dennoch, und infolgedessen werden Brüche in der Mauer entstehen.

Abb. 295.



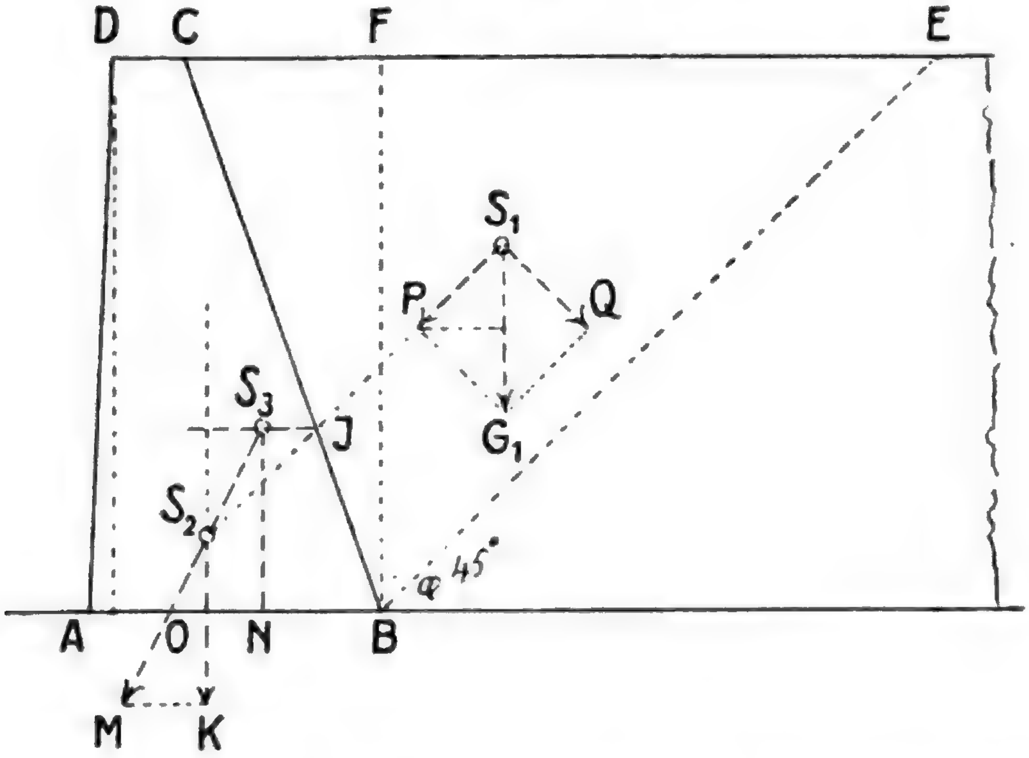
Das in Abb. 295 gezeichnete Futtermauer-Profil $ABCD$ von 4,5 m Höhe, oben 50 cm, unten 100 cm, im Mittel also 75 cm $= \frac{1}{6}\,h$ stark, wurde zunächst nach hinten um 50 cm geneigt, sodass die Schwerlinie noch um 15 cm von der hinteren Kante B innerhalb der Mauer blieb, also die Mauer für sich standfähig war. Der natürliche Böschungswinkel φ ist wieder 45. Die Konstruktion der Kräftelinie ergab nun aber, dass die Mittelkraftlinie $S_2 M$ der äusseren Kippungskante zu nahe kam, sodass daselbst eine Verstärkung $A_1 D_1$

sich als nötig erwies, sodann aber ergab sich, dass die Schwerlinie der beiden vereinigten Vertikalkräfte $G_2 + G_3$ nach hinten über B hinaus schnitt. Um solches zu verhindern, habe ich die Neigung der Hinterseite auf 30 cm beschränkt, wie solches jetzt die Abb. 295 zeigt. Nunmehr schneidet die Schwerlinie S_3 nicht über die Hinterkante B hinaus.

§ 122. Schwach geböschte Futtermauern.

Die bei den Eisenbahnanlagen in Deutschland in grosser Zahl zur Ausführung gekommenen Futtermauern hat man meistens mit nur geringem Anlauf der Aussenseite hergestellt, um die starke Verwitterung zu verhindern, welche sich bei den stark geböschten Mauern ergeben hat. In Norddeutschland ist äusserlich meistens nur ein Anlauf von $^1/_{24}$ der Höhe, in Süd-

Abb. 296.



deutschland aber von $^1/_{12}$ angewandt, und die mittlere Stärke zu $\frac{1}{3}\,h$ angenommen. Die Abb. 296 zeigt ein derartiges, in $^1/_{100}$ d. w. Gr. gezeichnetes Profil mit $^1/_{24}$ Anlauf der Aussenseite. Die Hinterseite ist stark abgetreppt. Die Höhe der aus Ziegeln angenommenen Mauer $ABCD$ ist 4,5 m, die obere Stärke ist 0,60 m, die mittlere Stärke $\frac{1}{3}\,h = 1{,}5$ m, die untere Stärke 2,4 m. Der natürliche Böschungswinkel der Erde φ ist wieder zu

Digitized by Google

45^0 und der Kräftemaassstab zu 1 mm = 1 cbm angenommen. Das auf die Mauer wirkende Erdprisma $B\,C\,E$ hält auf 1 m Länge $G_1 = \frac{6{,}10 \cdot 4{,}5}{2} = 13{,}72$ cbm. In dessen Schwerpunkt S_1 zerlegt sich das Gewicht G_1 in die zwei Seitenkräfte P und Q. Die Schubkraft P trifft die Hinterseite der Mauer in dem Punkte J und in ihrer Verlängerung in S_2 die Schwerlinie der Mauern. Aus der Zerlegung von P ergiebt sich der Horizontalschub $H = \frac{1}{2}\,G_1 = 6{,}86$ cbm und der Vertikaldruck G_3 gleichfalls $= \frac{1}{2}\,G_1 = 6{,}86$ cbm. Von S_2 nach unten abgetragen das Gewicht der Mauer $G_2 = 6{,}75$ cbm $+ G_3 = 6{,}86$; durch den Endpunkt K eine Horizontale gezogen und von K nach links den Horizontalschub $H = 6{,}86$ cbm abgetragen, ergiebt den Endpunkt der Mittelkraft $M\,S_2$ und deren Verlängerung nach oben bis zur Horizontalen von J den Punkt S_3 der Schwerlinie der vereinigten Vertikalkräfte $G_2 + G_3$. Dieselbe schneidet in N die Sohle der Mauer. Die Mittelkraft $M\,S_2$ schneidet diese Sohle in O, sonach ergiebt sich der Stabilitäts-Koeffizient zu $\frac{A\,N}{O\,N} = \frac{1{,}40}{0{,}75} = 1{,}87$ also reichlich gross. Die Belastung der Mauer ist $G_2 + G_3 = 13{,}61$ cbm $\cdot$ 1600 kg = 21 776 kg. Die gleichmässig verteilte Belastung beträgt demnach $\frac{21\,776 \text{ kg}}{24\,000 \text{ qcm}} = 0{,}9$ kg/qcm. Die Belastung wirkt aber excentrisch in dem Punkte O, welcher von $A = 0{,}65$ m entfernt ist, sonach ergiebt sich für Kalkmörtelmauerwerk der Druck bei $A = 1{,}31$ kg/qcm und bei $B = 0{,}49$ kg/qcm, also eine sehr geringe Inanspruchnahme.

Über die Wirkung des über der Hinterseite der Mauer lagernden Erdprismas $B\,C\,F$ herrscht mehrseitig die Ansicht, dass dessen volles Gewicht auf die Mauer drücke und also deren Standfestigkeit dementsprechend erhöhe. Diese Ansicht ist aber irrig. Die Erdmasse dieses Prismas verhält sich ganz ebenso wie die Erdmasse des Prismas $B\,E\,F$, es wirken darin die gleichen Schubkräfte nach links und nach rechts. Auf die Mauer äussern nur die nach links, parallel zu $B\,E$ gerichteten Schübe ihre Wirkung. Diese zerlegen sich in Horizontalschub und Vertikaldruck; demnach ist der seitens des Prismas $B\,C\,F$ auf die Mauer wirkende Druck nur die Hälfte dessen Gewichtes.

Digitized by Google

Da in der vorstehenden Berechnung das ganze Prisma BCE, also mit Einschluss des Teiles BCF, in betreff von Schub und Druck herangezogen ist, so ist damit auch dem Teile BCF sein Recht geworden.

Bei Ausführung der vorstehend behandelten Mauer aus Ziegeln, sind die Schichten normal zur Aussenfläche zu richten, wie Abb. 297 zeigt. Bei Anwendung von Quaderverblendung

Abb. 297.

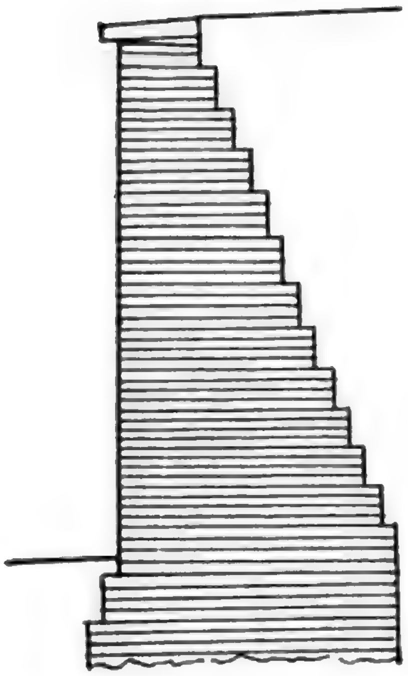


Abb. 298.

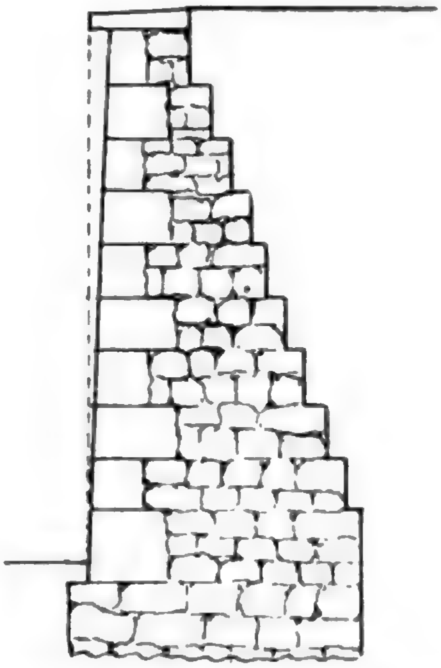
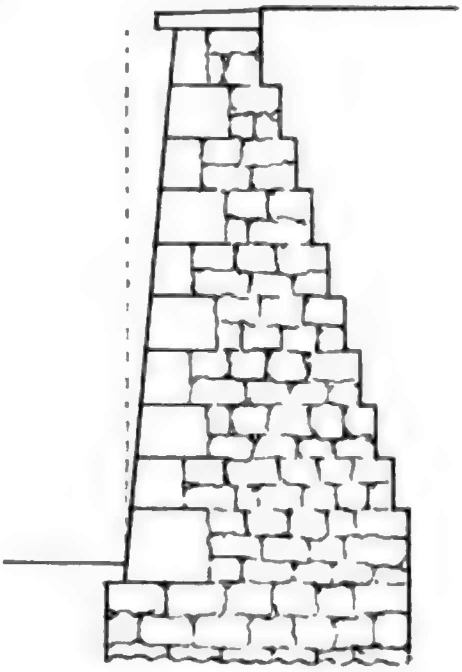


Abb. 299.



können aber die Schichten sehr wohl waagerecht sein, wie Abb. 298 zeigt, da der vordere Anlaufwinkel nur wenig vom rechten Winkel abweicht. Diese Anordnung ist auch noch bei einem Anlaufe von $\frac{1}{12}$ zulässig, wie aus Abb. 299 ersichtlich ist.

Werden für die vorstehend behandelten Profile Sandsteine oder Kalksteine angenommen, so ergeben sich grössere Sicherheits-Koeffizienten als für Ziegelmauern, wie solches im § 115 sich ergeben hat. Wird aber ein grösserer Sicherheitsgrad nicht als nötig erachtet, so kann die Stärke entsprechend beschränkt werden.

§ 123. Trockene Futtermauern.

Trockene Futtermauern aus Bruchsteinen (ohne Anwendung von Mörtel) müssen zur Stärke mindestens $\frac{1}{2}$ der Höhe erhalten. Die rauhen Steine müssen so ausgesucht werden, dass sie einigermaassen gut aneinander und aufeinander schliessen, und die unvermeidlich entstehenden Zwischenräume sind mit Zwickern und Erde sorgfältig auszufüllen. Die äusseren Fugen müssen mit Moos verstopft werden, um das Auswaschen der Erde

Digitized by Google

durch den gegenschlagenden Regen und das von oben herabfliessende Wasser zu verhindern. Wegen der grossen Steinmasse, welche diese Mauern erfordern, sind sie nur da mit Vorteil anzuwenden, wo in der Nähe Steine billig zu haben sind.

§ 124. Futtermauern mit Pfeilern.

Die vorstehend bisher behandelten Futtermauern haben durchweg das gleiche Profil. Erheblich vorteilhafter stellen

Abb. 300.

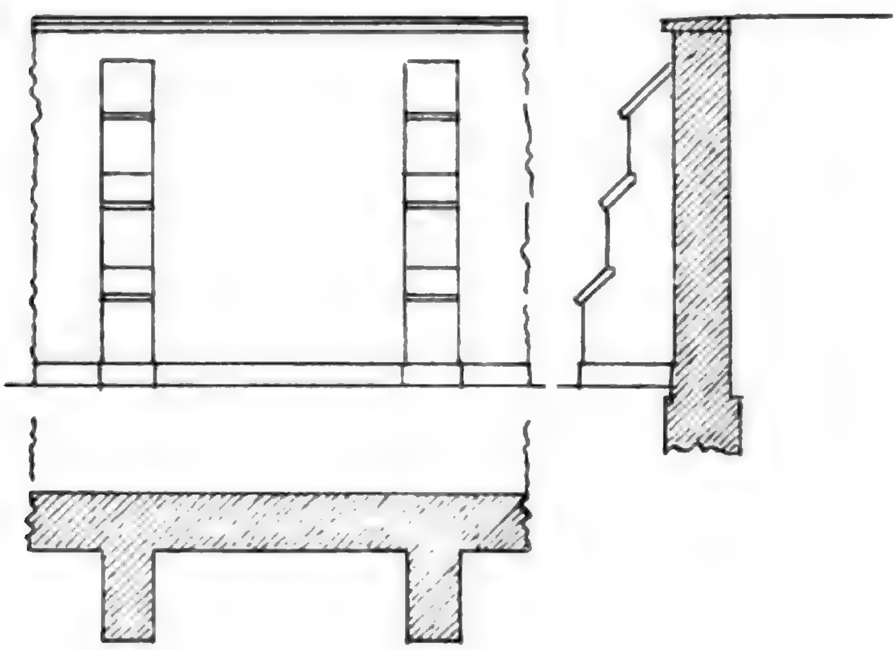
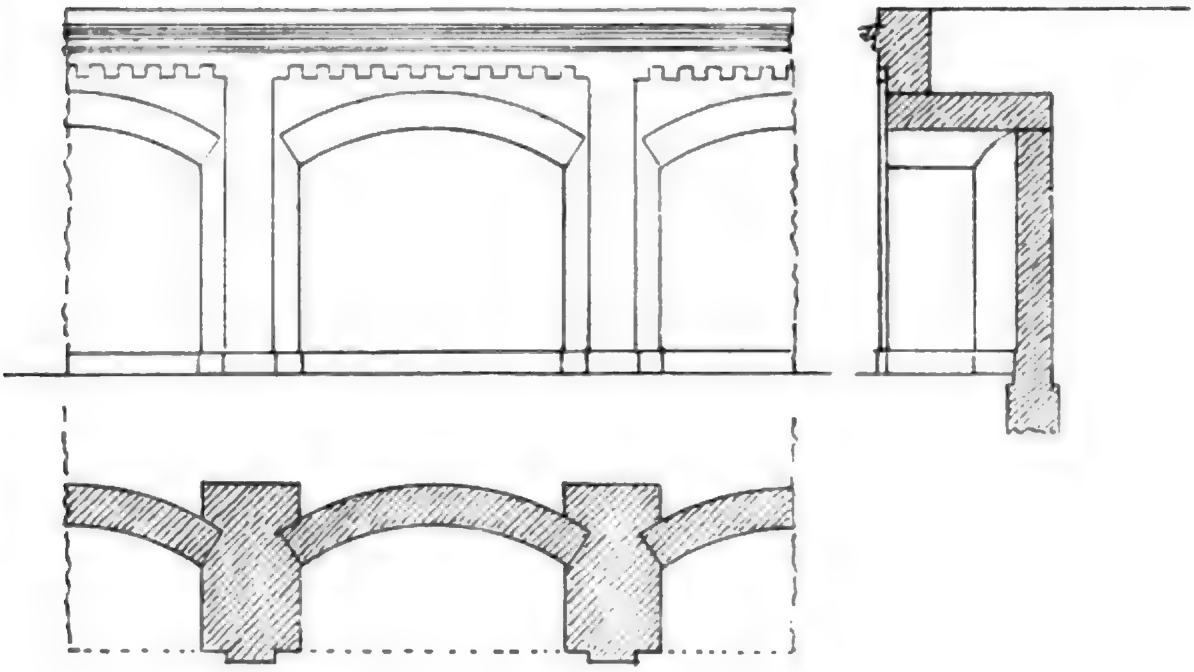


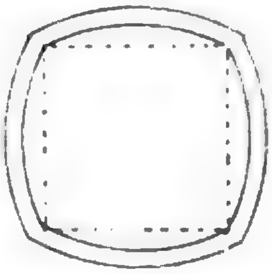
Abb 301.



Digitized by Google

sich nun aber in vielen Fällen Futtermauern mit Pfeilern. Dieselben erfordern eine geringere Materialmasse als Mauern von durchgehend gleicher Stärke, und wenngleich der Arbeitslohn grösser ist, so stellt sich doch das Pfeilersystem erheblich vorteilhafter. In den Abb. 300 und 301 sind zwei Skizzen von Futtermauern des Pfeilersystems in Grundriss, Ansicht und Durchschnitt angegeben. Die statische Untersuchung solcher Mauern ist auf ein ganzes Feld, von Pfeilermitte zu Pfeilermitte, zu erstrecken.

Abb. 302.



Bogenförmige Futtermauern sind mit grossem Vorteil auch für Cisternen, Abortsgruben, Kalkgruben u. s. w. in Anwendung zu bringen, wie Abb. 302 zeigt.

Digitized by

X. Abschnitt.

Die Fundamentmauern.

§ 125. Beschaffenheit des Baugrundes.

Um über die Fundierung eines Bauwerks Bestimmung treffen zu können, ist die Ermittelung der Beschaffenheit des Baugrundes erforderlich. Insbesondere muss die Art des Baugrundes, die Tragfähigkeit desselben, die Mächtigkeit und die Lagerung der Schichten, sowie das Wasserverhältnis ermittelt werden. Man unterscheidet guten, mittlern und schlechten Baugrund.

1) Felsen. Ist derselbe geschlossen (nicht zerklüftet) und wetterbeständig, so ist eine Schicht von 1—1,5 m Mächtigkeit, falls die Schichtung nicht erheblich von der Horizontale abweicht, fähig, die schwersten Bauwerke zu tragen. Die oberste verwitterte Schicht muss entfernt und die etwa

Abb. 303.

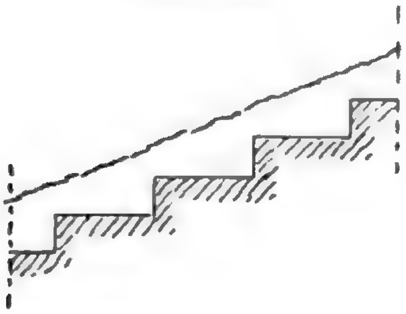
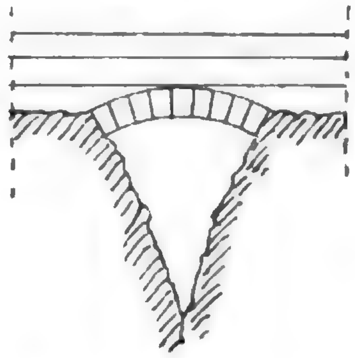


Abb. 304.



vorhandene geneigte Oberfläche nach Abb. 303 abgetreppt werden. Darauf können sodann die Mauern in gewöhnlicher Stärke, also ohne Verstärkung, darauf gesetzt werden, da die Druckfestigkeit des guten Felsens grösser ist als die Druck-

Digitized by Google

festigkeit des Mauerwerks. Etwa vorhandene Lücken werden entweder ausgemauert oder nach Abb. 304 überwölbt. — Ist aber der Felsen zerklüftet und die Schichtung stark geneigt, so ist das Gleiten (Rutschen) zu befürchten, wodurch vielfach grosses Unheil entstanden ist, besonders wenn zwischen den Steinschichten sich Lagen von Thon befinden, da hierdurch das Gleiten wesentlich befördert wird.

2) Sand. Man unterscheidet groben und feinen Sand; ist er sehr grob, so nennt man ihn Kies oder Grand. Ferner unterscheidet man lehmigen bezw. thonigen Sand und reinen Sand. Liegt feiner reiner Sand zu Tage, so nennt man ihn Flugsand, da er vom Winde verweht wird. Durch fliessendes oder quellendes Wasser wird feiner Sand fortgeschwemmt, fortgetrieben, und dann nennt man ihn Treibsand oder Triebsand. Ferner unterscheidet man noch scharfen Sand, dessen Körner scharfe Ecken und Kanten haben, und weichen Sand, dessen Körner rundlich sind, sodass er beim Reiben in der Hand sich weich anfühlt. Der Sandboden ist einer der besten Baugründe, wenn derselbe gegen Windverwehungen, sowie gegen fliessendes bezw. quellendes Wasser und gegen seitliches Ausweichen gesichert ist. Reiner Sand ist günstiger als lehmiger oder thoniger Sand und scharfer Sand günstiger als weicher Sand.

Die Tragfähigkeit, also die zulässige Belastung anlangend, so gestattet die Bauabteilung des Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten laut der Verordnung v. 16. Mai 1890 für „guten Baugrund" (wozu also der Sandboden zu rechnen ist) 2,5—5 kg/qcm; die Berliner Baupolizei aber für „guten Baugrund", also auch für den dortigen Sandboden, nur 2,5 kg/qcm. Bei den Viadukten der Berliner Stadteisenbahn ist als obere Grenze 4,5 kg/qcm angenommen, auf Grund von Ermittelungen, welche beim Bau der Berliner Verbindungsbahn angestellt sind. Dabei hat sich ergeben, dass der sandige Untergrund in und bei Berlin eine weit grössere Tragfähigkeit hat, wenn die Last gleichmässig verteilt und ein geringes Setzen nicht nachteilig ist; aber es ist die vorbemerkte Grenze von 4,5 kg/qcm angenommen in Rücksicht darauf, dass bei den Pfeilern gewölbter Bauten der Druck, sowohl der Grösse als auch der Richtung nach, wechselt (s. Brennecke „Der Grundbau" S. 76).

Die Tragfähigkeit des Baugrundes nimmt mit der Tiefe zu, wie nachstehend näher wird erörtert werden.

Der natürliche Böschungswinkel ist nach Häseler, „Handb. d. Ing.-Wissensch.“

für Sand, trocken .... 35 °
„ „ natürlich feucht .... 40 °
„ „ mit Wasser gesättigt .... 24 °

Unter diesen Winkeln findet also die Druckwirkung statt.

Wird bei Sandboden die umschlossene Baugrube unter höherm Wasserdrucke trockengelegt, so dringt aus der Sohle derselben das Wasser mit grosser Heftigkeit heraus, und dadurch wird die Sohle in nachteiliger Weise aufgelockert; es ist daher geboten, die Aushebung des Bodens durch Baggerung zu bewirken und eine Betonschicht unter Wasser einzuschütten.

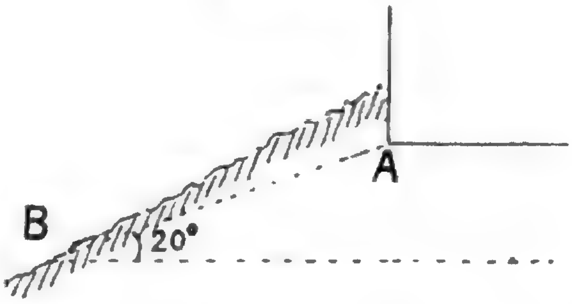
Über den Treib- oder Triebsand herrschen noch vielfach irrige Meinungen. Man hält denselben für eine ganz besondere Art von Sand, welcher die Eigenschaft habe, unter der Fundamentsohle der darauf errichteten Bauwerke infolge der Druckwirkung, ähnlich wie lebende Wesen, sich fortzubewegen und dadurch die Senkung der Fundamente herbeizuführen. So ist das Wesen dieser Bodenart in ein geheimnisvolles, mystisches Dunkel gehüllt. Der Treibsand ist aber keine absonderliche Art von Sand, behaftet mit besonderen gefährlichen Eigenschaften, sondern es ist ganz gewöhnlicher feiner Sand. Wie vorhin bereits bemerkt, wird der feine Sand durch fliessendes oder quellendes Wasser fortgerissen, fortgetrieben (daher der Name Treib- oder Triebsand). Wirkt fliessendes Wasser nicht darauf ein, so ist der feine Sand ein sehr guter Baugrund. — Ist der Sand mit Lehm vermengt (sog. Fliesslehm), so wird auch diese Masse durch fliessendes oder quellendes Wasser fortgetrieben wie Treibsand. — Das Forttreiben findet hauptsächlich statt an Abhängen, Erdanschnitten und Erdeinschnitten, sowie an Flussufern. In ersteren Fällen fliesst das in dem Boden befindliche Wasser aus den Böschungen heraus und reisst Sand- bezw. Lehmteilchen mit fort; im letztern Falle dringt bei Hochwasser in die Poren des Erdbodens Wasser ein, und beim Fallen des Wasserstandes fliesst das in den Erdboden eingedrungene Wasser wieder zurück; durch diese Wasserbewegungen werden gleichfalls Sand- und Lehmteilchen mit fortgerissen. Befindet sich aber die Baustätte in einiger Entfernung vom Flussufer, so wirkt das rückfliessende Hochwasser nicht mehr treibend ein, weil das Rückfliessen des Wassers dann ganz allmählich stattfindet.

3) Lehm. Ist derselbe gegen fliessendes oder quellendes Wasser geschützt, so gehört er zu den guten Baugründen. Durch Wasser wird er aufgeweicht und weicht dann unter den Fundamentmauern seitlich aus und fliessendes Wasser schwemmt ihn fort. Die Tragfähigkeit ist anzunehmen zu 1—2,5 kg/qcm, und wenn er mit Kies gemengt ist, zu 2,5—3,5 kg/qcm. Der natürliche Böschungswinkel ist in dem vorhin angeführten Werke angegeben: Lehm trocken 40^0, natürlich feucht 45^0, mit Wasser gesättigt 17^0. — Durch Austrocknen schwindet der Lehm.

4) Thon, Letten und Mergel. Die Eigenschaften dieser Bodenarten sind ähnlich denen des Lehms. Der sogen. stämmige Thon, der nicht mit dem Spaten gestochen werden kann, sondern mittelst Hacke gelöst werden muss, hat eine grössere Tragfähigkeit, besonders wenn er mit grobem Kies gemengt ist. Brennecke hat in dem vorhin angezogenen Werke angegeben, dass die Fundamente der Mittelpfeiler der East-River-Brücke zu New York auf den aus festem Thon bestehenden Untergrund mit 6 bezw. 7,1 kg/qcm drücken und dass das Fundament des Schornsteins der Bochumer Gussstahlfabrik auf den Thonboden einen Druck von 6,67 kg/qcm ausübe. Diese grosse Tragfähigkeit bildet aber eine seltene Ausnahme. Bei hiesigen Bauausführungen hat sich ergeben, dass stark durchfeuchteter Thonboden bei einer Belastung von 3 kg/qcm und stark durchfeuchteter Mergelboden bei 5 kg/qcm seitlich der Fundamentmauer stark auswichen und sich stark hoben, sodass eine Entlastung vorgenommen werden musste.

Ein Bauwerk an einem Abhange von Thonboden ist nach Hagen nur dann gegen Gleiten gesichert, wenn, wie in Abb. 305 angegeben, die von der Fundamentsohle *A* nach der Thalsohle *B* gezogene Linie nicht steiler als 20^0 gegen den Horizont geneigt ist.

Abb. 305.



5) Garten- und Ackererde (Mutterboden). Ein Gemenge von Lehm oder Thon, Sand und Humusbestandteilen. Dieselbe ist als Baugrund unzulässig. Durch die Humusbestandteile und durch den Frost ist eine erhebliche Auflockerung bewirkt, und daher dieser Boden stark zusammendrückbar; die Humusbestandteile gelangen auch zur Verwesung, wodurch eine

Digitized by Google

weitere Zusammendrückbarkeit herbeigeführt wird. Es muss dieser Boden auch aus dem Innern der Gebäude vollständig entfernt und durch toten (sterilen) Boden ersetzt werden, einesteils wegen der Senkungen und gesundheitsschädlichen Ausdünstungen, anderenteils, weil durch die Verwesung der organischen Stoffe und durch den Gehalt von Kochsalz u. s. w. Mauerfrass und Schwammbildung erzeugt werden. Wegen dieser Eigenschaft darf man Mutterboden auch nicht aussen zur Anfüllung der Fundamentmauern verwenden.

6) Moor-, Schlamm-, Torf-, Sumpf- und Morastboden. Diese Bodenarten sind unmittelbar als Baugrund nicht geeignet. Sie sind stark zusammendrückbar und weichen zur Seite aus. Diese Bodenarten müssen daher entweder bis auf den festen Baugrund fortgeschafft werden, oder es muss die Fundierung mittelst Pfahlrost oder mittelst Brunnenpfeilern oder Schwellrost oder Erbreiterung der Fundamentmauern oder mittelst Sand- oder Betonschüttung bewirkt werden, wie solches z. B. auf den Poldern Ostfrieslands u. s. w. der Fall ist, wo unter der obern Kleilage sich Darg und Schlick oft bis zu grosser Tiefe findet.

7) Schuttgrund, bestehend aus Bauschutt, verschiedenen Erdteilen, Steinstücken, Schlacken, Scherben, Holzstücken, Lumpen u. s. w., kommt da vor, wo frühere Stadtgräben, Niederungen u. s. w. ausgefüllt sind. Er ist ebenfalls kein sicherer Baugrund. Unter demselben befindet sich bei verfüllten Gräben häufig eine Lage Schlamm und Morast.

§ 126. Untersuchung des Baugrundes.

Liegt der zu untersuchende Boden trocken, so ist die einfachste und beste Untersuchung die Aufgrabung. Steht der Boden nicht, so werden die Seitenwände der Grube mit Holzwerk verkleidet. In dieser Weise ist ohne Schwierigkeit bis auf den Grundwasserstand zu gelangen. Erscheint nun aber eine noch weiter gehende Untersuchung erforderlich, so müssen andere Mittel angewandt werden. Das nächste ist das Visitiereisen, eine runde, unten zugespitzte Eisenstange von 2½—3 cm im Durchmesser und 1½—3 m Länge, oben mit einem Öhr versehen, durch welches man einen Griff steckt; der untere Teil ist mit Einkerbungen versehen, die mit Talg ausgestrichen werden. Man stösst dasselbe kräftig in den Boden ein, drückt fest darauf und dreht dabei die Stange. Aus dem leichtern oder schwierigern Eindringen kann man auf die

Festigkeit des Bodens und nach dem Gefühle, welches beim Einstossen und Drehen auf die Hand sich äussert, auf die vorhandene Bodenart schliessen. Der Stoss auf Dammerde ist stumpf, auf Lehm beinahe fest, auf Torf hohl und dumpf, auf Sand hart und knirschend. Wird die Stange herausgezogen, so enthalten die Einkerbungen etwas von dem unteren Boden, auch ist die Stange blank gescheuert, wenn sie in Sandboden eingedrungen war. Eine sichere Kenntnis des Bodens gewinnt man aber durch das Visitiereisen nicht; solche erlangt man durch geeignete Erdbohrer oder Brunnensenkung oder Probebelastung oder Einrammen von Probepfählen.

Die Untersuchung muss auch auf die Umgebung der Baustätte ausgedehnt werden. Nach den erlangten Ergebnissen fertigt man Bodenprofile, aus denen die Neigung der Bodenschichten sich ergiebt.

Die Untersuchung muss auch auf die Wasserverhältnisse erstreckt werden; insbesondere muss der höchste und der niedrigste Grundwasserstand ermittelt werden. Die Kellersohlen legt man thunlichst mindestens 15 cm über den höchsten Grundwasserstand; ist das nicht thunlich, so muss die Kellersohle und der untere Teil der Kellermauern wasserdicht hergestellt werden. Bei Anwendung eines Schwellrostes oder eines Pfahlrostes muss die Oberkante der Hölzer 30 cm unter den niedrigsten Grundwasserstand gelegt werden, damit das Holzwerk ewig unter Wasser bleibe. Die Sohle der Brunnen für den Haushaltsbedarf muss genügend tief unter den niedrigsten Grundwasserstand gesenkt werden, um auch in den trockensten Zeiten hinreichenden Wasservorrat zu haben.

§ 127. Gewachsener und aufgelockerter Boden.

Gewachsenen Boden nennt man solchen, der seit langer Zeit lagert und vom Froste, von Pflanzen oder Baumwurzeln u. s. w. nicht beeinflusst ist, bei welchem also die Bodenteilchen unter der Einwirkung der Schwere und des Wassers (Tagewassers und Grundwassers) sich dicht aneinander gelagert haben. Aufgeschütteter sowie aufgegrabener Boden sind stets aufgelockert. Die Auflockerung beträgt $^1/_{14}$—$^1/_{12}$ der Masse gewachsenen Bodens. Die vorstehenden Angaben über Tragfähigkeit beziehen sich auf gewachsenen Boden; der aufgegrabene bezw. aufgeschüttete Boden ist infolge der Auflockerung zusammendrückbar. Vollkommen dicht ist aber keine Bodenart, auch in der dichtesten sind zwischen den Bodenteilchen noch Zwischenräume vorhanden,

sodass sie vom Wasser und von der Luft durchdrungen werden. Die Zwischenräume sind bei dichten Bodenarten allerdings sehr gering, sie bilden dann Haarröhrchen, sodass die Grundfeuchtigkeit vermöge der Haarröhrchenanziehung (Kapillarität) aufsteigt. Einen sehr hohen Grad der Dichtigkeit besitzt der völlig reine, ganz sandfreie Thonboden, aber selbst dieser enthält noch ein geringes Maass von Wasser. Bringt man denselben an trockene Luft oder trocknet ihn künstlich aus, so schwindet er, bekommt Risse, woraus folgt, dass derselbe Feuchtigkeit enthalten hat. Wird der ausgetrocknete Thon wieder angefeuchtet, so quillt er und die Risse verschwinden wieder. Einen erheblich grössern Grad der Lockerheit besitzt der sandige Boden (sandiger Thon- und Lehmboden) und einen noch höhern Grad der reine Sandboden, der daher auch stark wasserdurchlässig ist.

Die obere Schicht aller im Freien lagernden Bodenarten ist aufgelockert, daher stark zusammendrückbar. Die Auflockerung ist veranlasst durch den Frost, sowie durch Baum- und Pflanzenwurzeln, durch Gewürm und sonstige Tiere (Mäuse, Ratten, Maulwürfe u. s. w.) und durch die im Ackerboden enthaltenen verweslichen Humusbestandteile. Der Frost dringt in unserer Gegend, je nach der mehr oder weniger geschützten Lage, 0,75—0,90 m tief in den Boden ein. Danach hat sich die Regel ergeben, die Fundamentsohle mindestens 1 m tief unter die vorhandene Erdoberfläche zu legen, und falls die Erdoberflächen künftig tiefer als die gegenwärtige angeordnet werden soll, die Fundamentsohle 1 m tief unter der künftigen Oberfläche anzulegen, damit später der Frost nicht unter die Fundamentsohle dringen kann, da sonst ein Heben und Senken des Bauwerks und dadurch unvermeidlich eine Zerstörung desselben stattfinden würde. — Bei untergeordneten Bauwerken, als Schuppen, Einfriedigungsmauern u. s. w., beschränkt man die Fundamenttiefe wohl auf 0,75 m, da das tiefere Eindringen des Frostes nur in aussergewöhnlich harten Wintern eintritt und bei untergeordneten Bauten auch weniger nachteilig ist. Für wichtigere Bauwerke aber ist 1—1,2 m anzunehmen; denn selbst die schwersten Bauwerke werden zerstört, wenn der Frost unter die Sohle dringt. Derselbe wirkt nicht gleichmässig auf die Sohlen ein, sondern auf den äussern Teil stärker als auf den innern Teil, daher findet ein ungleiches Heben und Senken und infolge davon die Zerklüftung des Mauerwerks statt.

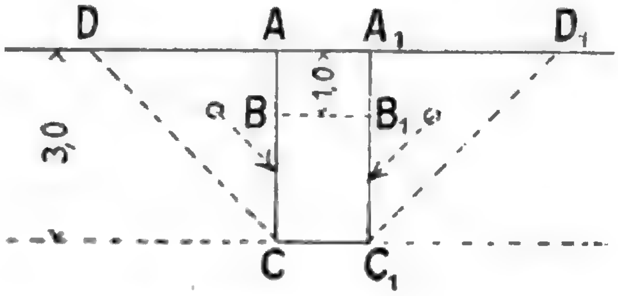
Da selbst die festesten Bodenarten nicht völlig dicht sind, so wird durch schwere Bauwerke (ausser bei Felsen) ein geringes

Zusammendrücken und seitliches Ausweichen veranlasst, wodurch eine geringe Senkung der Fundamentsohle (das sogen. Setzen) bewirkt wird. Das Maass ist verschieden, je nach der Bodenart und je nach der Schwere der Bauwerke. Bei Sandboden ist das Setzen nur sehr gering, etwas grösser aber bei Lehm- und Thonboden. Hohe, schwere Bauwerke (z. B. Türme, hohe Schornsteine u. s. w.) setzen sich stärker als niedrige Bauten. Danach ergiebt sich die Lehre: Bauteile von erheblich verschiedener Schwere (z. B. Kirchtürme und die anschliessenden Kirchenmauern, sowie hohe Kesselschornsteine und die anschliessenden Fabrikgebäude) nicht im Verbande aufzuführen. Die Erfahrung hat ergeben, dass die Senkungen, welche auf festem Baugrunde stattfinden, ohne Nachteil sind; dieselben treten nicht plötzlich, sondern ganz allmählich ein und sind so gering, dass Zerklüftungen dadurch nicht veranlasst werden.

§ 128. Zunahme der Tragfähigkeit des Bodens mit der Tiefe.

Die vorstehend bezeichnete Tragfähigkeit, also die zulässige Belastung des Bodens, bezieht sich auf die Schichthöhe in 1 m unter der Oberfläche. Mit der Tiefe unterhalb dieser Schicht nimmt die Tragfähigkeit zu, erstens um das Gewicht der Erdmasse unterhalb der 1 m starken Schicht bis zu der in Frage stehenden tiefern Schicht, weil durch den Druck dieser Erdmasse die Dichtigkeit des Bodens und dessen Widerstand gegen Verschiebung und Hebung vergrössert wird, und zweitens, um das Maass der Kraft, welche erforderlich ist, um den Widerstand zu überwinden, der durch die Reibung zwischen dem Fundamente und dem umgebenden Erdboden bewirkt wird. Durch folgende Beispiele und die Abb. 306 soll solches erläutert werden.

Abb. 306.



1) Die Höhe CA der durchlaufenden Fundamentmauer ACC_1A_1 sei $= 3{,}0$ m, die Stärke derselben $CC_1 = 1{,}5$ m und die Tragfähigkeit des Erdbodens in der Schicht BB_1 1 m unter Erdoberfläche sei $= 3$ kg/qcm. Die Vergrösserung der Tragfähigkeit durch den senkrechten Erddruck beträgt auf 1 m Höhe und auf 1 qm = 10 000 qcm Sohlenfläche = 1 cbm $= 1600$ kg, also auf 1 qcm $= \frac{1600}{10\,000} = 0{,}16$ kg; demnach

Digitized by Google

durch den 2 m hohen Erddruck $CB = 2 \cdot 0{,}16 = 0{,}32$ kg/qcm, und ferner durch den Reibungswiderstand an jeder der beiden Seiten, gemäss der Darlegung in den §§ 111, 112 und 114 wie folgt. Der natürliche Böschungswinkel ist anzunehmen zu 45⁰; dann ist also das Gewicht des Erdprismas ACD auf 1 m Länge $= \frac{3{,}0 \cdot 3{,}0}{2} = 4{,}5$ cbm und dessen Horizontalschub $H = \sin^2 4{,}5 = 2{,}25$; also auf beiden Seiten $= 4{,}5$ cbm und da durch jeden dieser zwei Schübe auf der entgegengesetzten Seite ein gleich starker Gegendruck veranlasst wird, so ist der ganze, auf beide Seiten der durchlaufenden Fundamentmauer wirkende Horizontalschub (auf 1 m Länge) $= 9$ cbm $= 9 \cdot 1600$ kg $= 14\,400$ kg. Der Reibungskoeffizient ist zu 0,5 anzunehmen, sonach beträgt der Reibungswiderstand $0{,}5 \cdot 14\,400$ kg $= 7200$ kg; es kommt also auf 1 qcm Grundfläche $= \frac{7\,200 \text{ kg}}{15\,000 \text{ qcm}} = 0{,}48$ kg, als Vergrösserung der Tragfähigkeit infolge des Reibungswiderstandes. Sonach beträgt die ganze Vergrösserung der Tragfähigkeit auf 1 qcm Grundfläche $= 0{,}32 + 0{,}48 = 0{,}80$ kg. Der erstere Teil dieser Vergrösserung wird schon durch das Eigengewicht des untern Teiles BC der Fundamentmauer ausgeglichen, sodass also nur noch der zweite Teil $= 0{,}48$ kg/qcm verbleibt. Eine gleich grosse Vergrösserung der Tragfähigkeit lässt sich aber in erheblich billigerer Weise durch Anordnung eines Fundamentabsatzes oberhalb der Linie BB_1 (Abb. 306) beschaffen, auf jeder der beiden Seiten 12 cm stark und 45 cm hoch, also durch Aufwendung von nur $2 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}12 \cdot 0{,}45 = 0{,}108$ cbm Mauerwerk, während der Fundamentteil $BC = 1{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}0 = 3$ cbm hält. Es folgt daraus, dass es ganz erheblich vorteilhafter ist, die Vergrösserung der Tragfähigkeit durch Verbreiterung der Fundamentsohle zu schaffen und nicht durch grössere Tiefe der Fundamentmauer. Das Hinabgehen zu grösserer Tiefe ist nur dann vorzunehmen, wenn die oberen Schichten keine genügende Tragfähigkeit haben.

2) Die Höhe der Fundamentmauer AC sei $= 6{,}0$ m; die anderen Annahmen seien wie vorhin. Dann ergiebt sich der Reibungswiderstand beider Seiten $= 36$ cbm $\cdot$ 1600 kg $\cdot\ 0{,}5 = 28\,800$ kg; es beträgt also hierdurch die Vergrösserung der Tragfähigkeit auf 1 qcm Grundfläche $= \frac{28\,800 \text{ kg}}{15\,000 \text{ qcm}}$ $= 1{,}9$ kg.

3) Es seien: die Höhe $AC = 12{,}0$ m und die übrigen Annahmen wie vorhin. Dann beträgt der Reibungswiderstand zu beiden Seiten $= 144$ cbm $\cdot$ 1600 kg $\cdot$ 0,4 $=$ 92 160 kg. Bei dieser grossen Tiefe wird ein erheblicher Teil unter Wasser sich befinden, weshalb der Reibungskoeffizient geringer, etwa zu 0,4 anzunehmen ist. Es beträgt also die Vergrösserung der Tragfähigkeit auf 1 qcm Grundfläche $= \frac{92\,160 \text{ kg}}{15\,000 \text{ qcm}}$ $= 6{,}14$ kg.

4) In den vorstehenden Beispielen betrifft der Reibungswiderstand 2 lfd. m Umfangslänge der durchlaufenden Fundamentsmauer (2 Seiten je 1 m Länge), es kommt also auf 1 m Umfangslänge die Hälfte der vorstehenden Werte. Handelt es sich nun um einen einzeln stehenden Pfeiler, eckig oder rund, so ergiebt das Produkt aus Umfangslänge mal Hälfte der vorstehenden Werte $=$ den fragl. Reibungswiderstand.

§ 129. Gewöhnliche Fundamentmauern.

Es bildet die Regel, die Fundamentmauern stärker herzustellen als die darauf stehenden Mauern, und zwar durch Anordnung von Fundamentabsätzen (Banquetts), nach Abb. 307 und 308 oder durch Dossierung nach Abb. 309. Die letztere Art kann nur bei Ausführung in Bruchsteinen, nicht bei

Abb. 307.

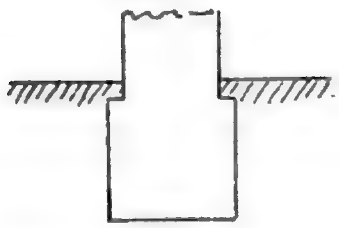


Abb. 30

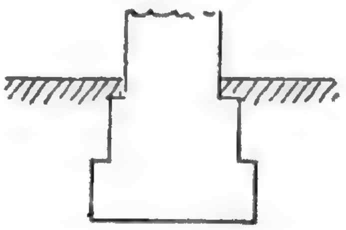
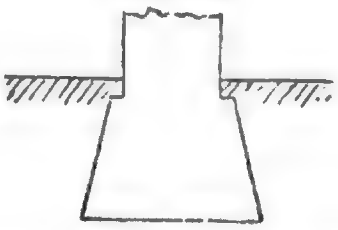


Abb. 309.



Ziegelmauerwerk in Anwendung gebracht werden, aber gewöhnlich werden auch die Bruchstein-Fundamentmauern in Absätzen hergestellt, weil das für die Ausführung günstiger ist. Jeder Absatz wird gemeinlich angenommen: bei Bruchsteinmauerwerk aus grossen Steinen 15—20 cm aus kleinen Steinen 10—15 cm; und bei Ziegelmauerwerk $\frac{1}{4}$ oder $\frac{1}{2}$ Stein ($= 6\frac{1}{2}$—13 cm). Die geringeren Maasse sind hinsichtlich der Druckübertragung günstiger als die grösseren; insbesondere ist bei Ziegelmauerwerk die oberste Läuferschicht eines 13 cm starken Absatzes ganz nutzlos, wie Abb. 310 zeigt. Die Höhe der Absätze ist bei Bruchsteinmauerwerk aus grösseren, unregelmässigen Steinen nicht geringer

Digitized by Google

als 45—60 cm anzunehmen, weil eine geringere Höhe aus solchen Steinen schwer herzustellen ist; bei Ziegelmauerwerk kann man aber Absätze von je einer Schichthöhe ($7^1/_2$ cm) ausführen, wie Abb. 311 zeigt.

Abb. 310.

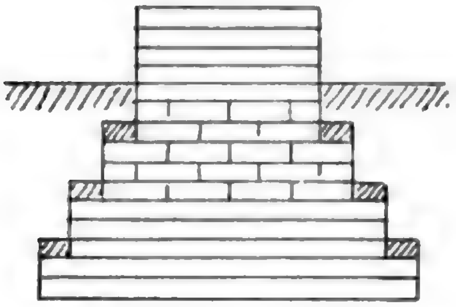
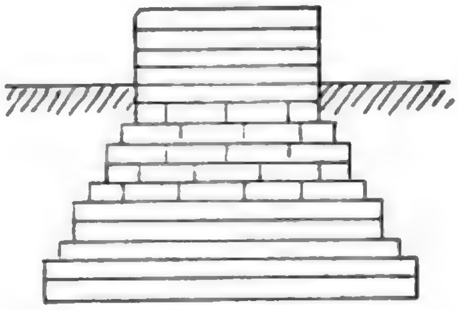
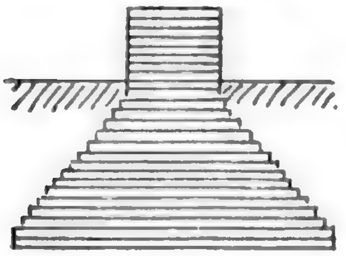


Abb. 311.



Durch die Fundamentabsätze erlangt die Fundamentsohle eine grössere Breite als die obere Mauer, es wird also die Belastung auf eine grössere Fläche verteilt, also ein geringerer Druck auf die Flächeneinheit erzielt, und ferner wird dadurch ein grösserer Widerstand gegen Kippen gewonnen. Dieserhalb wird selbst auch dann wenigstens ein Absatz auf jeder Seite angeordnet, wenn der Boden die Belastung ohne Erbreiterung der Sohle tragen könnte. Hat der Boden in mässiger Tiefe eine geringe Tragfähigkeit, so ist zu prüfen, ob durchgehende Fundamente mit angemessener Erbreiterung oder aber eine andere Fundierungsart als vorteilhafter anzuwenden sein wird. In den Küstengegenden sind vielfach Fundamente aus Ziegeln nach Abb. 312 angewandt. Ist der Boden ungleichmässig, sodass eine Trennung des Mauerwerks durch ungleiches Senken zu befürchten ist, so wendet man einen liegenden Rost an.

Abb. 312.



An der Aussenseite muss der oberste Fundamentabsatz mindestens 15 cm unter Erdoberfläche sein, damit derselbe durch die Überdeckung (Erde, Kies, Pflaster, Plattenbelag, Asphalt u. s. w.) dem Auge entzogen und gegen die zerstörende Einwirkung des Tagewassers und Frostes geschützt werde. In letzterer Beziehung ist es sogar besser, ihn 22—30 cm unter Oberfläche anzuordnen. An den Innenseiten muss der Absatz 15 cm unter Fussbodenebene angeordnet werden, damit der Fussbodenbelag, Pflaster, Lagerhölzer und Dielenbelag u. s. w. über den Absatz weg an die reine Wandfläche schliessen kann.

Digitized by Google

Bei Kellern ist der Fundamentabsatz aus gleichem Grunde 15 cm unter Oberfläche des Kellerfussbodens anzuordnen und die Fundamentsohle mindestens 45 cm unter dieser Ebene anzulegen, weil bei einer geringern Tiefe die Unterwühlung durch Ratten u. s. w. zu fürchten wäre.

Es ist ratsam, die Fundamentabsätze nach aussen weiter vortretend anzuordnen als nach innen, da die Erfahrung gelehrt hat, dass Ausweichungen der Umfangswände der Gebäude fast immer nach aussen eintreten, da an der Innenseite die Scheidewände und Decken u. s. w. das Ausweichen verhindern. Danach ergiebt sich ein Profil, wie die Abb. 313 und 314 zeigen.

Abb. 313

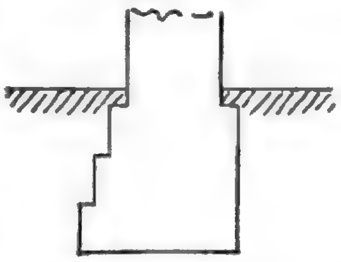
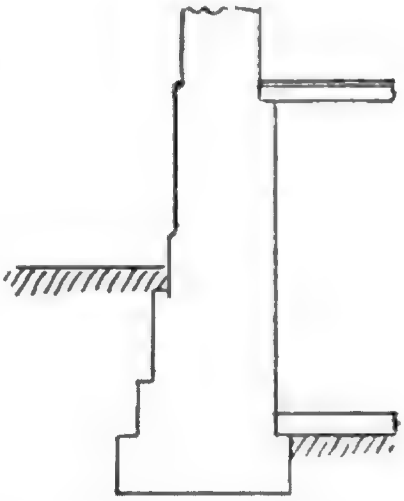


Abb. 314



Eine solche Anordnung der Fundamentabsätze ist auch in den Fällen zweckmässig, in denen ein schiefer Schub oder eine excentrische Belastung wirkt, wie bei Widerlagsmauern, Futtermauern u. s. w. Die Ausführung des Fundamentmauerwerks nun anlangend, so ist zuvörderst hervorzuheben, dass solche nicht in so leichtsinniger, nachlässiger, gewissenloser Weise erfolgen darf, wie es leider vielfach geschieht. Durch die grosse Stärke der Fundamentmauern und durch den Umstand, dass die Mangelhaftigkeit äusserlich nicht sichtbar ist, werden die Maurer gar leicht zu einer regelwidrigen Herstellung verleitet, unbekümmert um das daraus erfolgende Unheil. Diesem Unwesen muss die Bauführung durch strenge Überwachung entgegen wirken und daher eine besonders strenge Kontrolle üben.

Abb. 315.

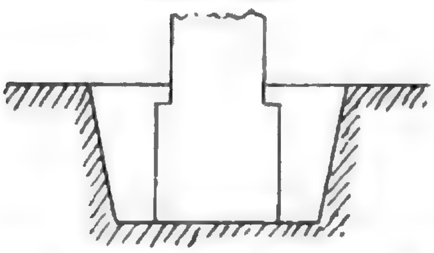
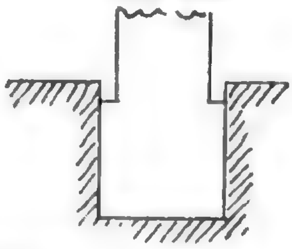


Abb. 316.



In der Regel soll das Fundamentmauerwerk nach Abb. 315 freistehend ausgeführt werden, nicht zwischen Erdwänden nach Abb. 316. Es muss daher die Fundamentgrube

um 30—35 cm breiter vor jeder Seite des untersten Fundamentabsatzes ausgehoben werden, damit die Maurer vor der Mauer stehen können, weil nur in diesem Falle eine regelrechte Ausführung des Mauerwerks möglich ist, besonders bei Bruchsteinmauerwerk. Können die Maurer nicht vor der Mauer stehen, so sind sie selbst beim besten Willen nicht imstande, regelrechtes Mauerwerk auszuführen, insbesondere bei Bruchsteinmauerwerk die erforderliche sorgsame Verzwickung zu beschaffen; auch kann die Bauführung dann nicht die Ausführung gehörig prüfen. Das in Kalkmörtel ausgeführte Mauerwerk soll thunlichst lange freistehend verbleiben, also die Erdanfüllung erst später beschafft werden, damit die Luft auf das Austrocknen und Festwerden des Mörtels einwirken kann. Um das Einstürzen der Erde zu verhindern, muss eine genügende Böschung, nötigenfalls eine Bretterverkleidung hergestellt werden. Die Maurer verfahren nun vielfach so, dass sie die Fundamentgruben in geringerer Breite ausheben als vorhin bezeichnet ist, auch ohne genügende Böschung bezw. Bretterverkleidung, und ferner bewirken sie gleich nach der Herstellung einer Mauerschicht die Erdanfüllung vor derselben, um die Prüfung des Mauerwerks zu verhindern, unter dem Vorgeben, das Erdreich sei eingestürzt. Diesen Unfug soll die Bauführung nicht dulden, vielmehr fordern, dass das Mauerwerk wieder freigelegt werde.

Die Ausführung des Mauerwerks zwischen Erdwänden nach vorstehender Abb. 316 ist nur bei ganz untergeordneten Bauten (Einfriedigungsmauern, leichten Schuppen u. s. w.) zulässig. Bei solchen Bauten wird auch wohl so verfahren, dass in die ausgehobene Fundamentgrube eine Schicht von Steinbrocken geworfen, mittelst einer Handramme gestampft und mit heissem dünnflüssigen Mörtel überschüttet wird. Für wichtigere Bauten aber ist dieses Verfahren nicht zulässig, da eine solche Schicht nicht die Festigkeit von regelrechtem Mauerwerk hat und weil die durch das Rammen bewirkte Spannung des umgebenden Erdreichs sich später wieder ausgleicht.

Bei Bruchstein-Fundamenten ist es ratsam, die untere Schicht aus grossen Steinen herzustellen und diese mittelst der Handramme tüchtig zu stampfen.

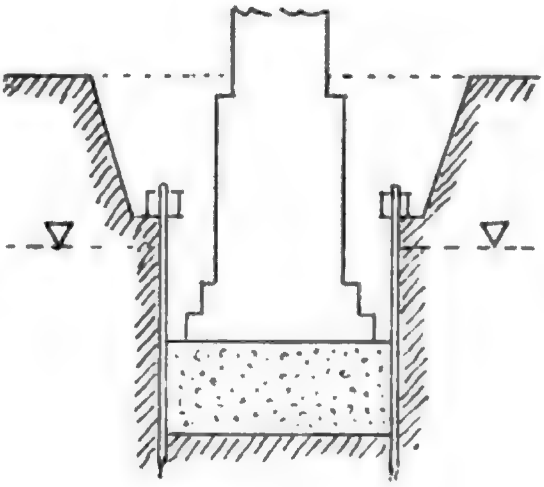
§ 130. Betonfundierung (Betonschüttung).

Liegt die Bodenschicht, auf welche das Fundament zu setzen ist, unter Wasser, so muss, falls gewöhnliches Fun-

Digitized by Google

damentmauerwerk ausgeführt werden soll, die Baugrube trocken gelegt und während der ganzen Zeit des Mauerns trocken gehalten werden. Das veranlasst sehr bedeutende Kosten und veranlasst bei sandigem Boden eine nachteilige Auflockerung desselben. Zweckmässiger ist daher unter solchen Umständen die Betonfundierung. Dafür wird nach Abb. 317 die Baugrube in der Grösse des Fundamentes mit einer Spundwand umgeben, der Boden aus dem Innern gebaggert und der Beton unter Wasser eingeschüttet, und zwar entweder bis zur Oberfläche des Wasserstandes, sodass also Wasserschöpfen ganz erspart wird, oder aber nur zur Herstellung einer Betonschicht, in welchem Falle sodann das Wasser aus dem obern Teile der Baugrube ausgeschöpft und Mauerwerk in hydraulischem Mörtel ausgeführt wird. In diesem Falle wird dann die Wasserschöpfung nicht ganz erspart, aber doch ganz erheblich beschränkt, einesteils wegen des geringern Wasserdruckes, andernteils dadurch, dass der Zudrang des Wassers aus der Sohle durch die überdeckende Betonschicht verhindert ist. Die letztere muss zu dem Zwecke so stark sein, dass sie durch den Wasserdruck nicht gebrochen werden kann, also gemäss der in meiner Schrift „die Lage der neutralen Schicht bei gebogenen Körpern und die Druckverteilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung“ entwickelten Theorie. — Bei Bauten im oder am offenen Wasser (Flüsse, Seen u. s. w.) ist für die Betonfundierung die Herstellung eines kostspieligen Fangdammes, wie für die Ausführung eines Pfahlrostes und gewöhnlichen Mauerwerks, **nicht** erforderlich, was gleichfalls sehr zu Gunsten der Betonfundierung spricht.

Abb. 317.



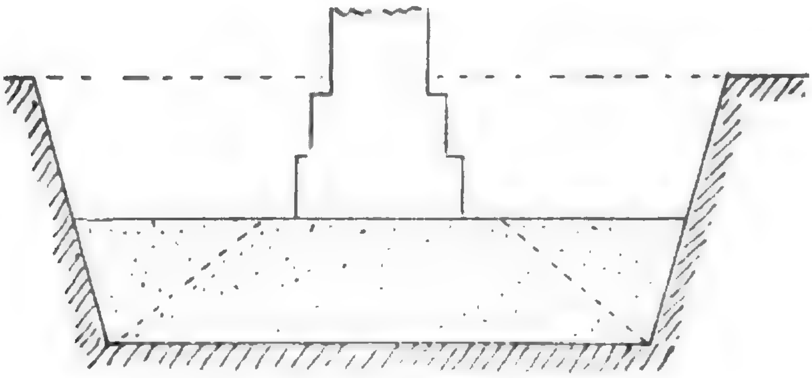
In neuerer Zeit werden Betonfundamente auch über Wasser ausgeführt; es ist das empfehlenswert in dem Falle, dass Steinbrocken oder Gerölle oder grober Kies zu einem geringern Preise zu beschaffen sind als Bausteine, sodass die Betonfundierung billiger zu stehen kommt als verbandmässiges Mauerwerk. Ist das aber nicht der Fall, so soll man entschieden regelrechtes Mauerwerk vorziehen, wie bereits im § 84 erörtert ist.

Digitized by Google

§ 131. Sandfundierung (Sandschüttung).

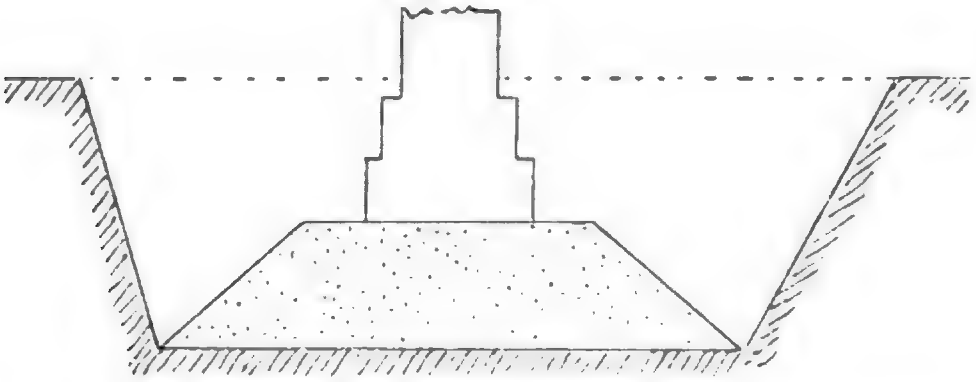
Dieselbe wird angewandt, um den Druck der Mauern auf eine grosse Grundfläche des nachgiebigen Bodens in billigerer Weise zu bewirken, als es durch Mauerwerk oder Betonschüttung geschehen könnte, — sowie auch als Ersatz des bis auf den festen Baugrund fortgeschafften schlechten Bodens. Der natürliche

Abb. 318.



Böschungswinkel des feuchten Sandes ist etwa 40°; unter diesem Winkel pflanzt sich also der Druck des Mauerwerks fort; dem entsprechend ist also das Profil nach Abb. 318 anzunehmen. Die Schicht des Mauerwerks muss 1 m unter Erdoberfläche angelegt werden, damit der Frost nicht die Sandschüttung erreichen kann. Ist die Baugrube trocken, so wird

Abb. 319.

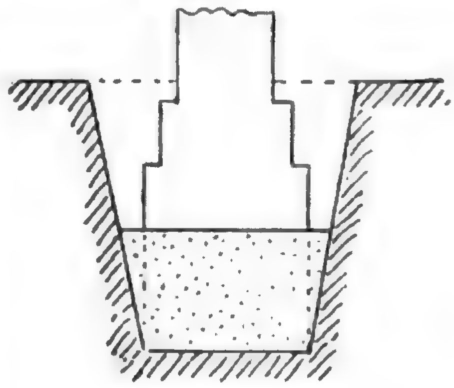


der Sand in Lagen von etwa 15—20 cm eingebracht, jede Lage tüchtig gestampft und mit Wasser reichlich übergossen, um die Auflockerung des aufgeschütteten Sandes thunlichst zu beschränken. Dazu ist besonders die reichliche Überflutung von Wasser notwendig, durchs Stampfen allein erreicht man längst nicht eine grössere Dichtigkeit. Ist man wegen höhern Preises des Sandes auf thunlichste Beschränkung der Sandmasse angewiesen, so wird die Sandschüttung nach Profil Abb. 319

Digitized by Google

hergestellt und der übrige Teil der Baugrube mit Erde ausgefüllt. — Steht die Baugrube unter Wasser, so wird der Sand ins Wasser geschüttet und lagenweise ausgebreitet, nicht gestampft, da durch die Einwirkung des Wassers die dichte Lagerung stattfindet.

Abb. 320.



In Frankreich ist vor längeren Jahren in einem Falle die Sandschüttung nach Abb. 320 ausgeführt und von dort berichtet, dass sich dieselbe bewährt habe. Das ist nur so erklärlich, dass der Druck des Mauerwerks nicht gross gewesen ist und der fragl. Boden den darauf wirkenden Seitendruck hat ertragen können. Denkt man sich die fragl. Sandschüttung ganz freistehend, so ist sofort klar, dass dieselbe nicht einmal für sich standfähig ist, also noch weniger einen Druck ertragen kann.

§ 132. Pfeiler oder Brunnen mit Erdbögen.

Steht der feste Boden in grösserer Tiefe, und ist der obere Boden so schlecht, dass eine Erbreiterung der Fundamentsohle nicht genügt, so würde die Ausführung voller, durchgehender Fundamentmauern sehr kostspielig werden; man stellt daher nur einzelne Pfeiler her und verbindet dieselben oben mit Bögen (sogen. Erdbögen), wie Abb. 321 zeigt. Befinden sich in den oberen Wänden Fenster und Thüren, so stellt man die Pfeiler unter die Schäfte. Die Grösse der Pfeilersohlen muss entsprechend der Tragfähigkeit des Baugrundes bemessen werden. Liegt der feste Baugrund unterhalb des zeitigen Grundwasserstandes, so ist die Ausführung der Pfeiler in folgender Weise zu bewirken.

1) Der obere trocken liegende Boden wird bis auf den Wasserstand ausgehoben; sodann wird in der Grösse des untersten Fundamentabsatzes eine Spundwand aus eingerammten Bohlen mit der nötigen Verspreizung hergestellt, darnach erfolgt die Aushebung des Bodens bis auf den festen Baugrund und zwar bei mässigem Wasserzudrange unter Auspumpen des eindringenden Wassers, bei starkem Wasserzudrange aber durch Baggerung. Im erstern Falle wird unter fortwährendem Wasserpumpen das Mauerwerk in hydraulischem Mörtel aufgeführt, im letztern Falle aber Betonschüttung angewandt.

Digitized by

2) Ein anderes Verfahren der Pfeilerherstellung unter Wasser besteht in der Anwendung von versenkten Brunnen. Die Schale der Brunnen wird entweder aus Cementbeton oder aus Formziegeln in Cement vermauert hergestellt, und zwar entweder nach Abb. 322 kreisförmig oder nach Abb. 323 eckig.

Abb. 321.

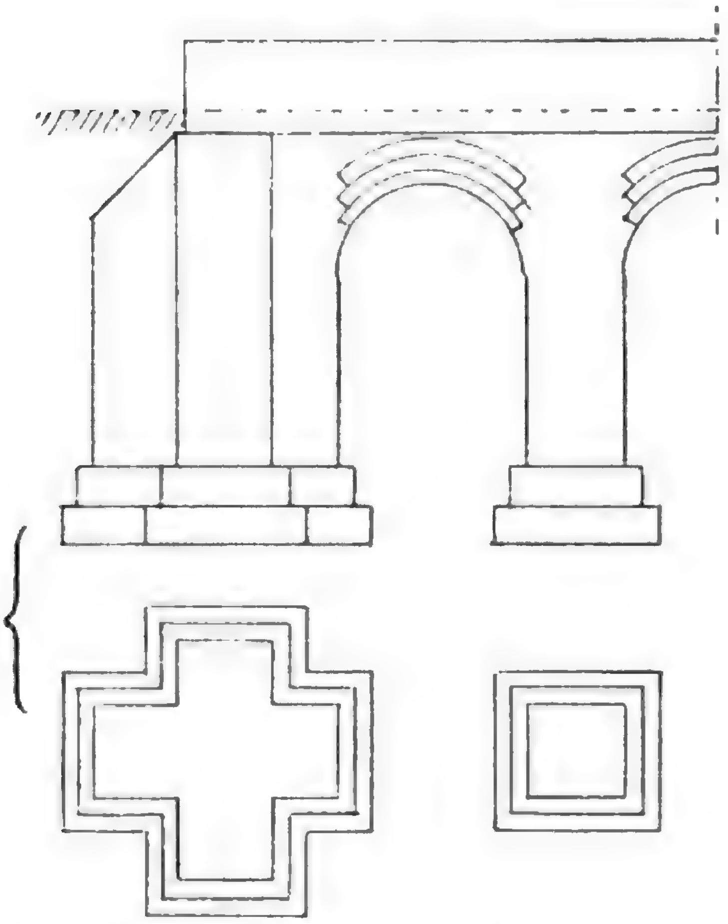
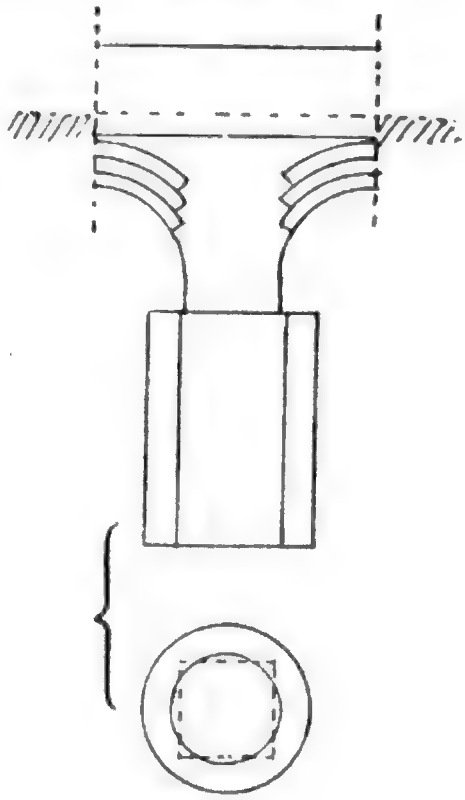
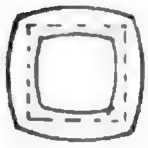


Abb. 322



Als Unterlage der Brunnenschale wird ein aus zwei oder drei Lagen Bohlen gebildeter Schling angewandt. Um bei der Senkung die Reibung des umgebenden Erdreichs zu überwinden, wird eine schwere Belastung aus Steinen oder Eisenbarren auf den obern Rand gebracht, und um das Abreissen der Brunnenschale zu verhindern, der untere Bohlenschling an eisernen Stangen aufgehängt. Die Aushebung des Bodens, sowie die Herstellung der Ausmauerung bezw. Betonschüttung erfolgt in der vorhin unter Nr. 1 angegebenen Weise.

Abb. 323.



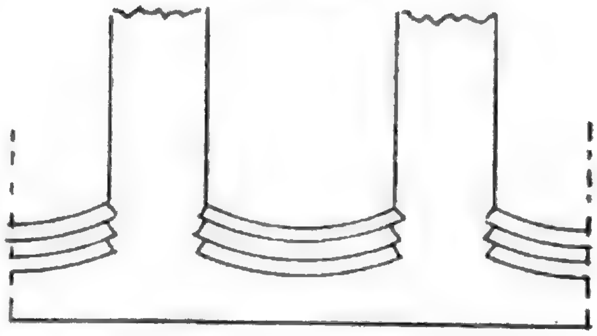
§ 133. Verkehrte Bögen (Grundbögen) und verkehrte Gewölbe.

Um den auf die Fundamentpfeiler wirkenden Druck auf eine grössere Bodenfläche zu verteilen, dadurch also die Pfeiler zu entlasten, wendet man nach Abb. 324 sog. verkehrte Bögen

Digitized by

(Kontrabögen, Grundbögen) an, falls die Sohle über Wasser sich befindet. Die Baugrube muss dann in ganzer Länge der Wände ausgehoben werden. Ist das Widerlager nicht genügend, so muss eine Verankerung hergestellt werden.

Abb. 324.



Verkehrte Gewölbe werden in den Kellerräumen angewandt, um das Eindringen des steigenden Grundwassers zu verhindern.

§ 134. Verdichtung (Kompression) des Bodens.

Um aufgelockertem Boden eine grössere Tragfähigkeit zu verschaffen, hat man mehrfach eine Verdichtung (Pressung, Zusammendrückung) bewirkt und zwar in verschiedener Weise.

1) Durch starke Belastung der Baustätte mittelst Steinpackung, Eisenbarren u. s. w. längere Zeit hindurch;

2) durch Stampfen oder Rammen des Bodens;

3) durch Einrammen von hochkantig gestellten Steinstücken;

4) durch Einrammen von Pfählen.

Durch die unter 1—3 bezeichneten Verfahren ist ein grösserer Erfolg auf die Dauer nicht zu erzielen, da die im Boden bewirkte Spannung sich nach unten und nach den Seiten nach und nach wieder ausgleicht. Die durch Einrammen von Pfählen bewirkte Spannung ist nur dann auf die Dauer zu erhalten, wenn die Baustätte mit einer starken Spundwand umschlossen wird. Zur Ersparung an Kosten hat man die eingerammten Holzpfähle wieder herausgezogen und die Löcher mit Sand ausgefüllt.

Digitized by Google

XI. Abschnitt.

Die Grundmauern und Wände der Gebäude.

§ 135. Die Grundmauern (Keller- und Sockelmauern) der Gebäude.

Die unter den Wänden des Erdgeschosses der Gebäude (den sog. reinen Mauern) befindlichen Mauern, nämlich die Sockelmauern, die Kellermauern und die Fundamentmauern, nennt man zusammengefasst Grundmauern.

Die Höhenlage des Fussbodens des Erdgeschosses ist bei den verschiedenen Arten der Gebäude bezw. der Gebäuderäume verschieden. In den Schuppen der Eisenbahnfahrzeuge u. s. w. muss der Fussboden in gleicher Höhe der Erdoberfläche hergestellt werden. Diese Höhenlage hat den Nachteil, dass das Tagewasser unter den Thoren und Thüren ins Innere dringt. Zur Verhinderung dieses Übelstandes legt man daher den Fussboden der Scheunen, der Viehgebäude, Lagerschuppen, Wagenremisen, Durchfahrten u. s. w. etwas höher als Erdoberfläche; da aber eine Trittstufe bei diesen Gebäuden nicht zulässig ist, so stellt man vor den Thoren und Thüren eine flach ansteigende Rampe her. Den Fussboden der Kaufläden legt man in neuerer Zeit um eine Stufe über Fusssteig. In Wohngebäuden aber und in ähnlichen Fällen wird in der neuern Zeit der Fussboden aus Gesundheitsrücksichten (wegen Aufsteigen der Grundfeuchtigkeit und Ausdunstung der Erdoberfläche) erheblich höher (0,75—1,5 m) über Erdoberfläche angeordnet. Und ferner bildet es jetzt die Regel, die Wohngebäude u. s. w. durchweg zu unterkellern, weil dann die Gebäuderäume gesunder sind, als nicht unterkellerte Räume. Die hohe Lage des Fussbodens vom Erdgeschoss gewährt ferner den Vorteil, dass der

Digitized by Google

Fussboden des Kellers weniger tief unter Erdoberfläche kommt, dadurch also trockner wird, und dass die Kellerfenster grössere Höhe erhalten können, wodurch die Kellerräume luftiger und heller werden. In dieser Beziehung haben sich also in neuerer Zeit die Ansichten ganz wesentlich geändert gegen die in früherer Zeit bestandenen. Früher wurde in den Wohngebäuden meistens eine grosse Diele in gleicher Höhe mit der Erdoberfläche hergestellt, welche als Vorplatz, sowie als Einfahrt oder Durchfahrt diente; der Fussboden der anschliessenden Wohnräume und der Küche war dann meistens nur eine Trittstufe höher als die Diele. Von diesen Räumen war meistens nur ein kleiner Teil unterkellert, oftmals nur eine Kammer, deren Fussboden dann höher als der Fussboden der übrigen Räume gelegt wurde, wenn der Grundwasserstand solches nötig machte.

Die Umfassungswände der Gebäude erhalten über der Erdoberfläche einen Sockel (eine Plinthe). Dieser Teil wird besonders stark angegriffen, einesteils durch Grundfeuchtigkeit, andernteils durch den an der Aussenseite herabfliessenden Schlagregen, sowie durch das aufspritzende Regenwasser, welches 30—45 cm hoch das Mauerwerk annässt. Deshalb muss der Sockel mindestens in dieser Höhe angeordnet und besonders dauerhaft hergestellt werden, und zwar am besten aus dichten, dauerhaften Quadern, oder aber, wenn das als zu unverhältnismässig teuer sich stellt, aus hart gebrannten, in hydraulischen Mörtel vermauerten Ziegeln oder aus lagerhaft bearbeiteten Bruchsteinen. Bei Gebäuden höherer Ordnung erhält der Sockel eine dem ästhetischen Gefühle entsprechende grössere Höhe, und er wird dann entweder einheitlich angeordnet oder in Unter- und Obersockel geteilt. Der Sockel erhält einen Vorsprung vor der reinen Mauer, um die obere Last auf eine grössere Grundfläche zu übertragen und einen grössern Widerstand gegen Ausweichen zu schaffen, sowie aus ästhetischer Rücksicht. Dieser Vorsprung beträgt bei untergeordneten Gebäuden 3½—7 cm, bei Gebäuden höherer Ordnung aber 10—15 cm bezw. noch mehr. Im erstern Falle wird die Oberkante einfach abgefast, im letztern Falle aber reicher gegliedert. Die Abb. 325, 326 und 327 zeigen verschiedene der vorbezeichneten Anordnungen. Zur Beschränkung der Kosten des Quaderwerks werden oftmals nur Blendplatten von etwa 15 cm Stärke angewandt, welche oben und unten nach Abb. 327 oder durch Binder mit schwalbenschwanzförmiger Versatzung gehalten werden, wie Abb. 328 zeigt. Die Hintermauerung des

Digitized by Google

Quaderwerks ist zweckmässig in hydraulischen Mörtel auszuführen, da durch das starke Schwinden des Kalkmörtels eine ungleiche Druckverteilung veranlasst wird, welche auf die Quaderverblendung zerstörend einwirkt. Nach innen zu erhalten die Sockelmauern 15 cm unter Fussbodenoberfläche einen Vorsprung von 6½—13—15 cm vor der reinen Mauer. Die üblichen Fundamentabsätze unterhalb der Sockelmauer sind bereits früher bezeichnet.

Abb. 325.

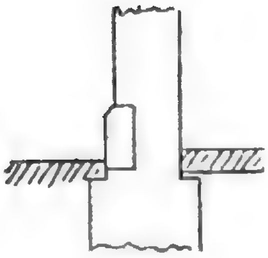


Abb. 326.

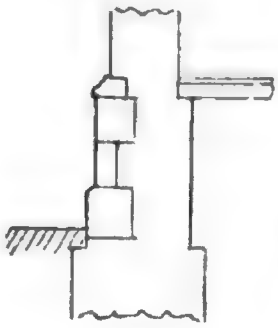


Abb. 327.

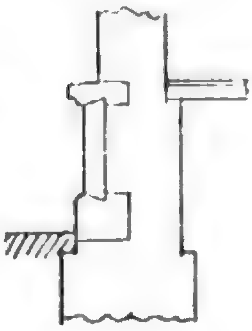
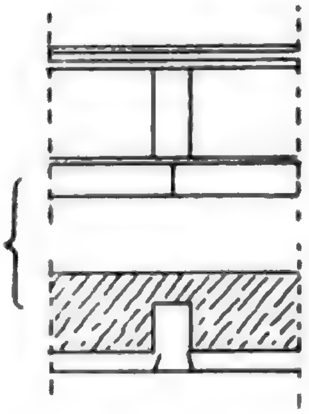


Abb. 328.



Die Grundmauern der Scheidewände erhalten nach beiden Seiten einen Vorsprung von je 6½—13 cm.

Die Sockelmauer einer Fachwerks-Umfassungswand ist nach Abb. 329 herzustellen, sodass die Grundschwelle ihrer ganzen Höhe nach über Fussbodenoberfläche zu liegen kommt und oberhalb der vortretenden Sockelmauer eine 13 cm hohe Untermauerung aus einer Ziegel-Rollschicht, oder aus Quadern, oder bearbeiteten Bruchsteinen erhält, welche aussen und innen bündig mit der Grundschwelle hergestellt wird. Wenn der

Abb. 329.

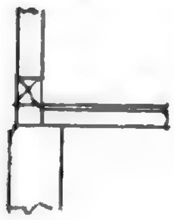


Abb. 330.

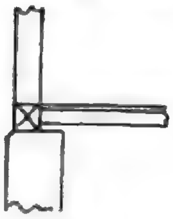
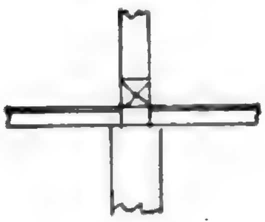


Abb. 331.



Sockelvorsprung nach Abb. 330 unmittelbar unter der Grundschwelle angeordnet wird, so erfolgt durch den herabfliessenden und den aufspritzenden Schlagregen eine raschere Zerstörung der Grundschwelle. Ebenfalls würde eine rasche Zerstörung der Grundschwelle eintreten, wenn man dieselbe ganz oder zum

Digitized by Google

Teil unter die Fussbodenoberfläche legte. Auch bei den Fachwerks-Scheidewänden ist nach Abb. 331 die Grundschwelle in ganzer Höhe über Fussbodenoberfläche zu legen und die Untermauerung bündig zu beiden Seiten, wie vorbemerkt, herzustellen.

Die Abb. 332 zeigt die Grundmauer der Umfassungswand eines unterkellerten Gebäudes, bei welchem der Fussboden des Erdgeschosses so hoch über Erdoberfläche liegt, dass die Kellerfenster oberhalb des durchgehenden Untersockels noch

Abb. 332.

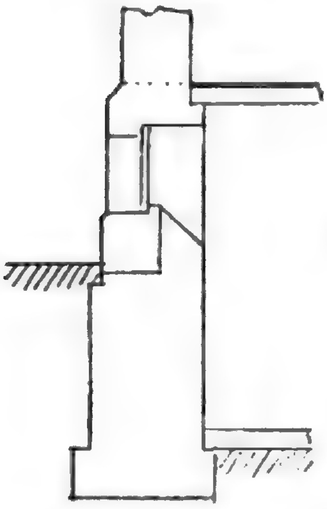


Abb. 333.

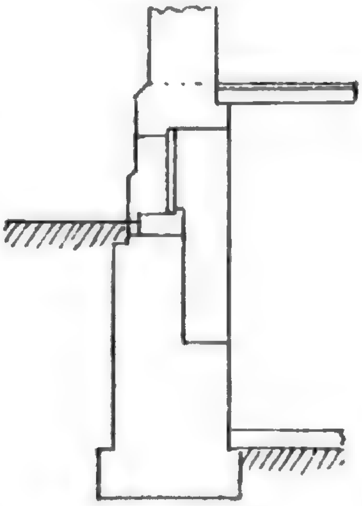
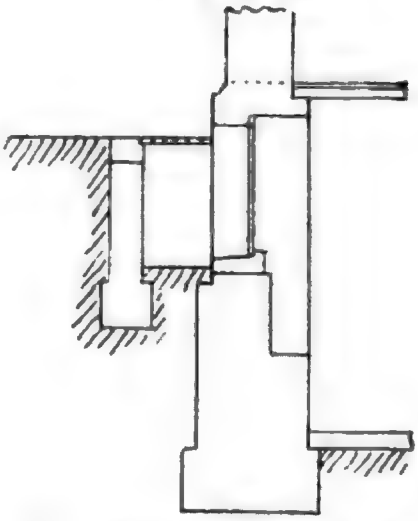
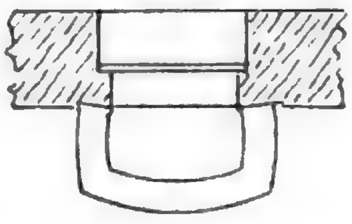


Abb. 334.



genügende Höhe erhalten. Ist das nicht der Fall, so wird der Untersockel in den Fensteröffnungen nicht durchgeführt, sondern nach Abb. 333 die Kellerfenstersohlbank so verlegt, dass deren vordere Oberkante nur wenig über Erdoberfläche kommt. Ist die Höhe des Sockels so gering, dass auch nach letzterer Anordnung die Fenster nicht genügende Höhe bekommen würden, so wird nach Abb. 334 die Sohlbank derselben unterhalb Erdoberfläche gelegt und ein sog. Lichtkasten hergestellt. Letzterer wird entweder aus Steinplatten oder nach Abb. 335 aus Mauerwerk gebildet. Die Lichtkasten sowie die Kellerfenster werden mit Eisengittern versehen.

Abb. 335.



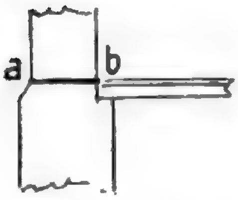
Das an die Fundament- und Kellermauern anschliessende Erdreich teilt diesen Mauern Feuchtigkeit (die sog. Erdfeuchtigkeit oder Grundfeuchtigkeit) mit; es werden dadurch diese Mauern durchfeuchtet; es steigt die Feuchtigkeit vermöge der Haarröhrchenanziehung auch in das obere Mauerwerk, und zwar so hoch, bis die die Mauern umspielende und durchdringende

Digitized by Google

atmosphärische Luft die aufsteigende Feuchtigkeit zum Verdunsten bringt. Daraus erklärt sich, dass die Grundfeuchtigkeit in starken Mauern höher hinaufsteigt als in schwachen Mauern, und dass sie in Mauern aus dichtem Gestein höher hinaufsteigt als in Mauern aus porösem Gestein. Durch diese Anfeuchtung werden sehr grosse Übelstände veranlasst. Alles Holzwerk, welches mit den feuchten Mauern in Verbindung steht, wird durch Fäulnis und Schwammbildung zerstört; Tapeten und Wandanstriche werden gleichfalls durch Fäulnis zerstört; die von feuchten Mauern umgebenen Räume sind im hohen Grade gesundheitsschädlich; in den feuchten Kellerräumen verderben die untergebrachten Nahrungsmittel u. s. w. Es ist daher dringend geboten, ja unerlässlich, Mittel anzuwenden, um diese grossen Übelstände zu verhindern. In früherer Zeit ist das teils gar nicht, teils in ungenügender Weise geschehen. Durch die vielen bösen Erfahrungen belehrt, wird aber diesem Gegenstande in neuerer Zeit die gebührende Beachtung zugewandt, obwohl auch jetzt noch vielfach leider in ungenügendem Maasse. In früherer Zeit hat man mehrfach vor den Kellermauern eine Schicht fetten Thon angebracht, um die Übertragung der Erdfeuchtigkeit auf das Kellermauerwerk zu verhindern; es hat sich solches aber als ungenügend erwiesen; bei andauernd trockenem Wetter trocknet der Thon aus, dann schwindet er, bekommt Risse und trennt sich von der Mauer; beim Eindringen von Regenwasser füllen sich die Risse vor dem Mauerwerke mit Wasser an, der Thon quillt, sodass nun das eingedrungene Wasser dem Mauerwerke sich mitteilt. Ausserdem aber dringt die Grundfeuchtigkeit aus der die Fundamentmauern umgebenden Erde in das Mauerwerk und steigt darin hinauf.

Im § 33 sind bereits die verschiedenen Mittel zur Abhaltung der Feuchtigkeit von den Mauern (Isolierung der Mauern) und deren Anwendung erörtert. Im Anschluss daran und unter Bezugnahme darauf soll hier noch folgendes, durch Zeichnungen erläutert, angeführt werden.

Abb. 336.



1) Bei Gebäuden ohne Keller wird die wasserdichte Trennschicht *a b* (Abb. 336) oberhalb des Sockels hergestellt. Der Sockel, sowie auch der Fussboden sind **nicht** geschützt.

2) Wird bei unterkellerten Gebäuden die wasserdichte Trennschicht oberhalb des Sockels bei *a b* (Abb. 337) angebracht,

Digitized by Google

so wird dadurch nur die Mauer oberhalb des Sockels gegen das Aufsteigen der Grundfeuchtigkeit gesichert; die ganze Kellermauer aber, nebst Sockel, werden nicht geschützt; auch dringt die Feuchtigkeit in die anschliessenden Wölbungen bezw. Decken und teilt sich dem Füllmaterial, sowie den Lagerhölzern und Fussbodendielen mit, wodurch diese der Fäulnis und Schwammbildung ausgesetzt sind.

3) Besser ist es schon, die Trennschicht bei *c d* oberhalb des Untersockels herzustellen, dadurch wird der Obersockel, sowie dessen Hintermauerung und die Decke gegen die Erdfeuchtigkeit geschützt. Da aber der untere Teil der Kellermauer und der Kellerfussboden angefeuchtet werden, so erhält man keine trockene Kellerräume.

Abb. 337.

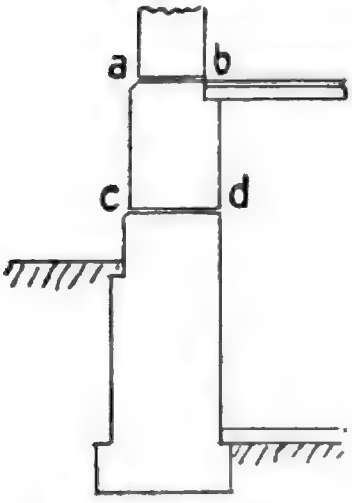


Abb. 338.

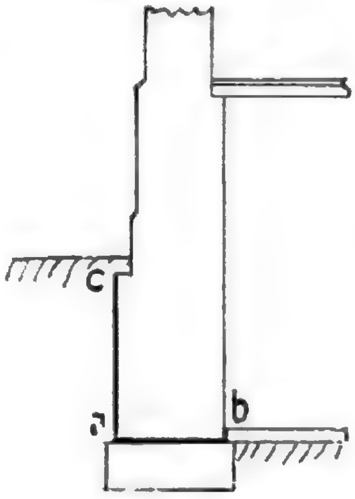
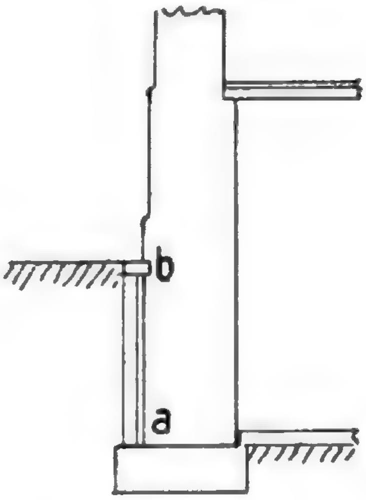


Abb. 339.



4) Um letztere zu erlangen, muss die Trennschicht in der Höhe des Kellerfussbodens hergestellt und der Kellerfussboden aus Asphalt oder Cementbeton ausgeführt werden. Soll aber ein Holzfussboden angewandt werden, so muss man die Trennschicht 15 cm unterhalb der Fussboden-Oberfläche anbringen, bei *a b* der Abb. 338. Es muss dann auch die Aussenseite der Kellermauer von *a* bis *c* gegen das anschliessende Erdreich geschützt werden. Das geschieht in der Weise, dass die Fläche *a c* mit einer Asphaltschicht überzogen wird; oder dass diese Fläche mit Cementmörtel verputzt und dieser Putz mit Goudron überstrichen wird; oder so, dass nach Abb. 339 vor der Aussenfläche *a b* eine Hohlmauerung hergestellt wird, deren gegen die Kellermauer tretende Binder einen Goudronanstrich erhalten; oder so, dass das Erdreich durch eine Wölbung nach Abb. 340 oder nach Abb. 341 von der Kellermauer getrennt wird. Wenn eine vortretende Hohlmauerung

Digitized by Google

nicht ausgeführt werden kann, wie bei Mauern hart an der Nachbargrenze, so ist der Hohlraum innerhalb der Kellermauer herzustellen.

5) Die Abb. 342 zeigt eine Hohlmauerung vor der **innern** Seite der Kellermauer. Dieselbe ist weniger günstig, da die Kellermauer nicht gegen das anliegende Erdreich geschützt ist. Bei *a* und *b c* sind Trennschichten herzustellen, und die Binder der Hohlmauer an ihren, in die Kellermauer eingreifenden Enden mit Goudron zu streichen.

Abb. 340.

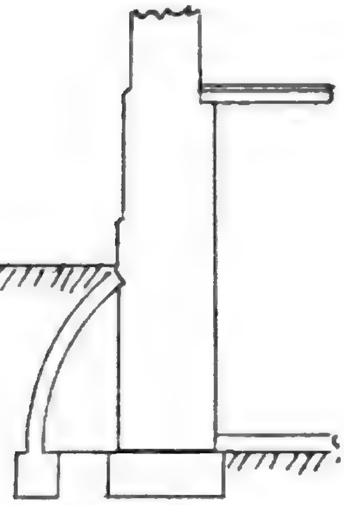


Abb. 341.

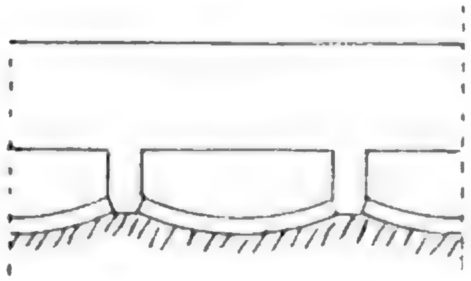
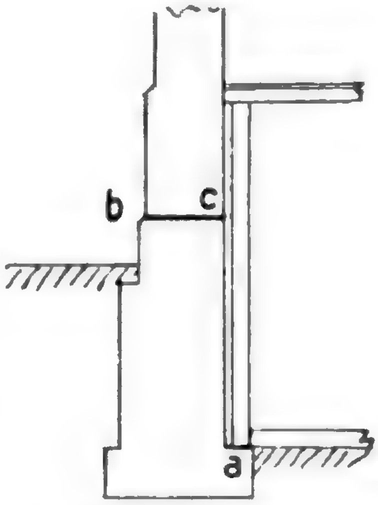
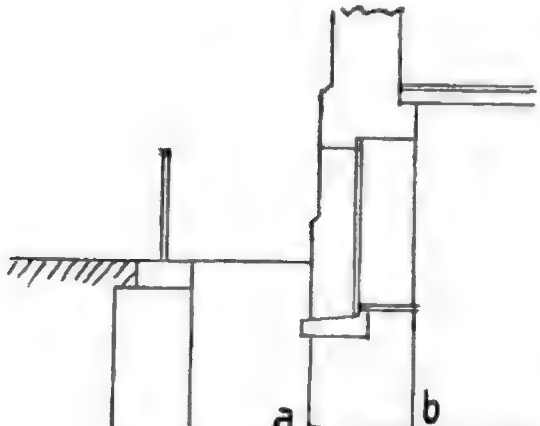


Abb. 342.



6) Die Abb. 343 zeigt eine in England sehr gebräuchliche Anordnung, nach welcher vor der Kellermauer in einer Entfernung von 0,9—1,2 m eine Futtermauer zur Abtrennung des Erdreichs hergestellt wird. Dadurch wird die Kellermauer vollständig frei gestellt; die Kellerfenster können nun in gewöhnlicher Brüstungshöhe angelegt werden, wodurch die Kellerräume luftiger und heller werden. Die wasserdichte Trennschicht wird bei *a b* hergestellt und dadurch die ganze Mauer vollständig gegen die Erdfeuchtigkeit gesichert. Der freie Zwischenraum vor der Kellermauer wird vielfach mit einer Treppe versehen, als Zugang zu den Kellerräumen für den Küchen- und Haushaltsverkehr (Fleischer, Bäcker, Gemüse- und Milchhändler u. s. w.), sodass die Belästigungen der Hausbewohner und die Beschmutzung des Hausflurs u. s. w. verhindert wird. Das in den freien Raum fallende Tagewasser

Abb. 343.



muss durch einen Kanal bezw. Sickerkanal abgeleitet werden. Gegen diese unverkennbar sehr günstige Anordnung spricht der Kostenpunkt, sowie der Umstand, dass dadurch ein Teil des Grundstückes muss geopfert werden.

Liegt die Kellersohle unter dem höchsten Grundwasserstande, so muss der untere Teil der Grundmauer in Wassermörtel ausgeführt werden. Den Kellerboden muss man dann so herstellen, dass das Eindringen des Wassers verhindert wird, und zwar aus Cementbeton von solcher Stärke, dass der Wasserdruck die Betonschicht nicht durchbrechen kann; bei stärkerem Wasserdruck aber durch verkehrte Gewölbe aus Cementbeton oder aus Ziegeln in Cement gewölbt.

§ 136. Die massiven Wände der Gebäude.

Davon sind zu unterscheiden: 1) die äusseren Wände (Aussenwände, Umfassungs- oder Umfangswände); 2) die inneren Wände (Innenwände oder Scheidewände). Von den ersteren sind sodann zu unterscheiden: die Frontwände (Vorder- und Hinterfront), welche meistens Deckenlast zu tragen haben, — und die Giebelwände, die meistens keine Deckenlast zu tragen haben. Von den Scheidewänden sind zu unterscheiden: die Tragwände (Mittelwände, Langscheidewände), auf denen die Decken ruhen, — und die Querscheidewände, welche keine Deckenlast zu tragen haben.

In betreff der Standsicherheit der vorbenannten Wände ist in Betracht zu ziehen: der Widerstand gegen Zerdrücken, gegen Knicken (Ausbauchen, Ausbiegen) und gegen Kippen (durch Windschub, Gewölbeschub u. s. w.). Hinsichtlich der Umfassungswände ist ausserdem noch zu berücksichtigen, der Schutz gegen das Durchschlagen der Nässe, sowie gegen Kälte und Wärme.

Im § 30 ist bereits angeführt, dass an den Wetterseiten der Gebäude durch 1 Stein (25 cm) starke Ziegelmauern die Nässe in sehr erheblichem Maasse durchschlägt, bei freistehenden Gebäuden auch durch $1\frac{1}{2}$ Stein starke und in Küstengegenden sowie auf hohen Bergen stehende Gebäude selbst noch durch 2 Stein starke Ziegelmauern. Es ist daher erforderlich, bei solchen Gebäuden, deren Wände trocken sein müssen (Wohngebäude u. s. w.), die im § 30 bezeichneten Mittel in Anwendung zu bringen, nämlich: Herstellung hohler Mauern oder Cement-

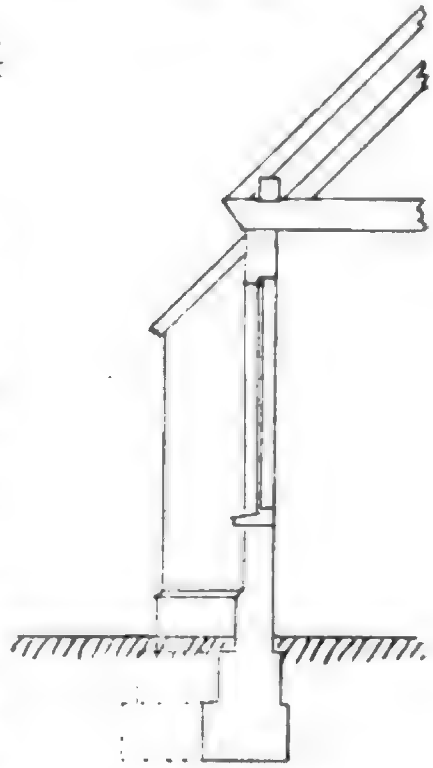
Digitized by Google

verputz oder Verkleidung von Dachziegeln oder dünnen Steinplatten oder Cementplatten oder Schieferplatten. — Die 1 Stein starken vollen Ziegelmauern schützen auch nicht genügend gegen Kälte und Wärme, es ist daher für Wohngebäude u. s. w. auch dieserhalb Hohlmauerung rätlich.

Die Umfassungsmauern werden ausgeführt: 1) durchweg in gleicher Stärke; oder 2) nach dem Pfeilersysteme, mit

Abb. 344.

Abb. 345.



Strebepfeilern (Verstärkungspfeilern), wie der Grundriss Abb. 344 und das Profil Abb. 345 zeigen. — Die letztere Art ist erheblich vorteilhafter als die erstere Art und verdient daher in vielen Fällen den Vorzug, wie die nachstehenden Beispiele ergeben.

Die üblichen Mauerstärken der Gebäudemauern von gleichbleibender Stärke (ohne Pfeiler), aus Ziegeln in Kalkmörtel, für die nachbenannten Gebäudearten, sind die nachstehend angegebenen:

1) Eingeschossige Gebäude mit Querscheidewänden in nicht grösserer Entfernung als 4,5 m und einer Geschosshöhe von nicht über 3,3 m einschliesslich Balkendecke, als Wohngebäude für Handarbeiter, Bahnwärter u. s. w., das Dach wohnbar ausgebaut; Nebengebäude u. s. w. — Die Umfassungsmauern an den Fronten und Giebeln 1 Stein (25 cm); die Tragwände desgleichen 1 Stein und die Querscheidewände $^1/_2$ Stein (12 cm).

2) Zweigeschossige dergleichen Gebäude mit ausgebautem Dache, in beiden Geschossen die gleichen vorbezeichneten Stärken. Dergleichen Gebäude, wie unter 1 und 2 bezeichnet, sind in sehr grosser Zahl ausgeführt, die freistehenden Umfassungswände meistens hohl (also $31^1/_2$ cm stark) und haben sich bewährt.

3) Drei- und viergeschossige dergleichen Gebäude: die Frontwände des obersten Geschosses 1 Stein, in

dem darunter befindlichen Geschosse $1^1/_2$ Stein, in dem darunter befindlichen Geschosse $1^1/_2$ Stein, und in dem darunter befindlichen Geschosse 2 Stein; die Giebelwände im obersten Geschosse 1 Stein, in allen darunter befindlichen Geschossen $1^1/_2$ Stein; die Tragscheidewände in allen Geschossen 1 Stein; die zwischen Streichbalken stehenden Querscheidewände in allen Geschossen $^1/_2$ Stein.

4) Eingeschossige Gebäude mit Querscheidewänden in nicht grösseren Entfernungen als 6,5 m und einer Geschosshöhe von nicht über 4,0 m (Wohngebäude und dergl.): die Umfassungswände an den Fronten und freistehenden Giebeln $1^1/_2$ Stein; die Tragscheidewände 1 Stein; die Querscheidewände $^1/_2$ Stein.

5) Zwei- bis viergeschossige dergleichen Gebäude: Die Frontwände des obersten Geschosses $1^1/_2$ Stein; in den darunter befindlichen Geschossen je $^1/_2$ Stein stärker, falls unter den Balkenlagen Mauerlatten angewandt werden, andernfalls nur in je zwei Geschossen um $^1/_2$ Stein stärker; die freistehenden Giebelmauern in allen Geschossen $1^1/_2$ Stein; die Tragwände in allen Geschosssen 1 Stein; bei viergeschossigen Gebäuden mit ausgebautem Kniegeschosse in dem untersten Geschosse bezw. in den zwei untersten Geschossen $1^1/_2$ Stein; die zwischen Streichbalken stehenden Querscheidewände in allen Geschossen $^1/_2$ Stein.

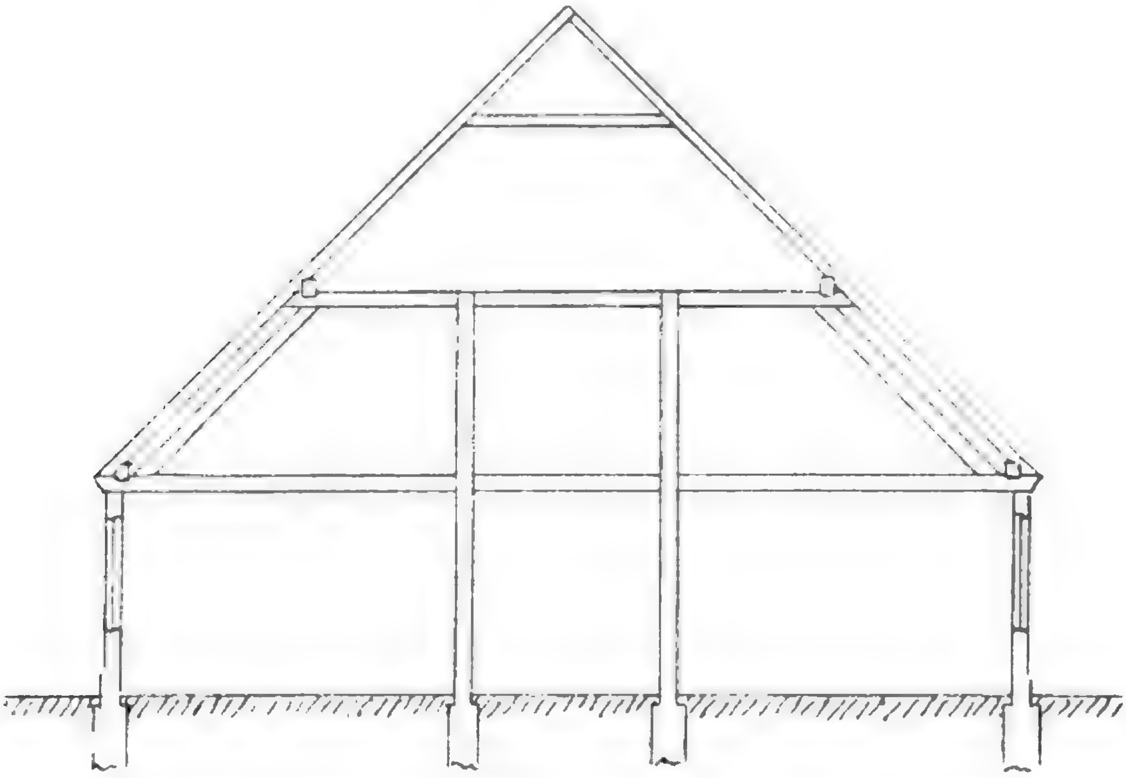
6) Hochherrschaftliche Wohngebäude und Schlösser. Da die Geschosshöhe solcher Gebäude eine grössere ist, auch wegen der Anlage von Sälen die Querscheidewände in grösseren Entfernungen stehen, so muss die Stärke der Frontwände im obersten Geschosse 2 Stein und in jedem darunter befindlichen Geschosse bezw. in je zwei Geschossen $^1/_2$ Stein stärker angenommen werden. Die Giebelmauern betragen in allen Geschossen 2 Stein bezw. in den unteren $2^1/_2$ Stein; die Tragscheidewände in allen Geschossen $1^1/_2$ Stein; die zwischen Streichbalken stehenden Querscheidewände in allen Geschossen 1 Stein.

Bemerkungen zu den vorstehenden Angaben. Zur Berechnung des Druckes, welchen die Mauern auf den Sockel ausüben, sind folgende Gewichte in Ansatz gebracht: 1 cbm Ziegelmauerwerk = 1600 kg; 1 qm Decke Eigenlast 250 kg und Nutzlast 250 kg; 1 qm Ziegeldach, schräge Dachfläche = 110 kg; Schneelast auf 1 qm Horizontalprojektion

Digitized by Google

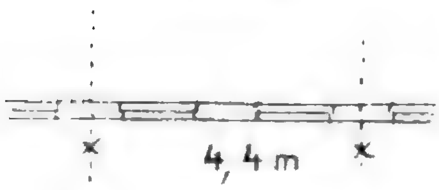
der Dachfläche 75 kg. Ferner ist angenommen: Die Binderweite = 4,4 m mit 2 Fenstern, je 1,2 m breit, sodass der Schaft zwischen den Fenstern = 1 m Länge hat. Danach ergeben sich folgende Drücke der vorbezeichneten Mauern auf 1 qcm Grundfläche über dem Sockel.

Abb. 346.



1) Eingeschossiges Wohngebäude mit wohnbar ausgebautem Dache nach Profil Abb. 346 und Grundriss Abb. 347: Geschosshöhe einschliesslich Decke = 3,5 m; Frontwände 3,5 kg; Tragscheidewände 2,1 kg; Querscheidewände 1 kg.

Abb. 347.



2) Zweigeschossiges Wohngebäude mit wohnbar ausgebautem Dache: Geschosshöhe 3,5 m; Frontwände 1 Stein stark hohl ($31\frac{1}{2}$ cm) = 5,5 kg; Tragscheidewände 1 Stein = 3,46 kg; Querscheidewände $\frac{1}{2}$ Stein = 1,55 kg.

3) Viergeschossiges Wohngebäude mit wohnbar ausgebautem Dache: Geschosshöhe 3,5 m; Frontwände im Erdgeschosse 2 Stein, im ersten und zweiten Obergeschosse $1\frac{1}{2}$ Stein und im dritten Obergeschosse 1 Stein hohl = 5,6 kg; Tragscheidewände im Erdgeschosse $1\frac{1}{2}$ Stein, in den oberen Geschossen 1 Stein = 4,24 kg; Querscheidewände $\frac{1}{2}$ Stein = 2,65 kg.

Digitized by Google

4) Eingeschossiges Wohngebäude mit wohnbar ausgebautem Dache: Geschosshöhe einschliesslich Decke 4 m; Frontwände $1^1/_2$ Stein = 2,7 kg; Tragscheidewände 1 Stein = 2,2 kg; Querscheidewände $^1/_2$ Stein = 1,1 kg.

5) Viergeschossiges Wohngebäude mit wohnbar ausgebautem Kniegeschosse: Geschosshöhe einschliesslich Decke 4 m; Frontwände im Erdgeschosse $2^1/_2$ Stein, im ersten Obergeschosse 2 Stein, im zweiten und dritten Obergeschosse $1^1/_2$ Stein, im Kniegeschosse 1 Stein (1,5 m hoch) = 5,4 kg; Tragscheidewände, im Erdgeschosse $1^1/_2$ Stein, in allen Obergeschossen 1 Stein = 4,74 kg; Querscheidewände $^1/_2$ Stein = 3,2 kg.

6) Hochherrschaftliche Wohngebäude und Schlösser. Da bei diesen Gebäuden wegen der grösseren Geschosshöhen und der grösseren Entfernung der Querscheidewände, wie bereits vorstehend unter Nr. 6 bemerkt ist, grössere Mauerstärken angewandt werden müssen als bei den gewöhnlichen Gebäuden, um genügenden Widerstand gegen Ausbiegen und gegen Windschub zu erlangen, so wird der Druck auf die Einheit geringer als vorstehend unter Nr. 5 berechnet ist.

Die zulässige Belastung von Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel ist 7 kg/qcm; in allen vorstehend unter Nr. 1—6 bezeichneten Fällen ist die Belastung geringer als 7 kg. Dieser Maximaldruck darf aber bei den schwächeren Gebäudemauern von $^1/_2$, 1, $1^1/_2$ und 2 Stein Stärke nicht vorhanden sein, weil sonst das Ausbauchen (Knicken) derselben eintreten bezw. zu befürchten sein würde. Über den Widerstand der Mauern gegen Ausbauchen (Knicken) bestehen zur Zeit noch nicht derartige, auf genügende Versuche gegründete Formeln, wie sie für eiserne und hölzerne Stützen bestehen. Man ist daher zur Zeit noch nicht imstande, die erforderliche Stärke der Mauern hinsichtlich des Ausbauchens wissenschaftlich berechnen zu können, sondern allein auf die Erfahrungsergebnisse angewiesen. Die vorbezeichneten Stärken entsprechen den gemachten Erfahrungen; es ist aber fraglich, ob daran nicht noch Einschränkungen statthaft sind. Unverkennbar liegt es im hohen Grade im Interesse des Bauwesens, dass die Versuchsanstalten durch Anstellung von Versuchen die wissenschaftliche Ergründung der Knickfestigkeit der Mauern bewirken.

Hinsichtlich des genügenden Widerstandes der Gebäudemauern gegen den Windschub hat die Erfahrung gleichfalls

Digitized by Google

ergeben, dass solcher bei den vorstehend unter Nr. 1—6 bezeichneten Gebäuden, in denen sich in den angegebenen Entfernungen Querscheidewände befinden, vorhanden ist. Die Querscheidewände bilden in Gemeinschaft mit den Giebelmauern und den Decken eine genügende Verstrebung zur Verhinderung des Kippens. Auch in dieser Hinsicht ist die wissenschaftliche Nachweisung nicht möglich, weil, wie vorhin bemerkt, die Knickfestigkeit der Mauern noch unbekannt ist.

Der Windschub ist in betreff der Standsicherheit der Gebäude von sehr grosser Bedeutung, er hat auf die Stärkebestimmung der Mauern, sowie auch auf die Dachkonstruktionen einen sehr erheblichen Einfluss und muss daher gebührend berücksichtigt werden. Wie vorhin bemerkt, gewährt die ausgedehnte Erfahrung in betreff der gewöhnlicheren Gebäude mit Querscheidewänden (Wohngebäude u. s. w.) einen einigermassen hinreichenden Anhalt für die Stärkenbestimmung der Wände, aber bei vielen Arten von Gebäuden ohne Querscheidewände ist das nicht der Fall (als Fabrikgebäude mit grossen Arbeitsräumen, Lagerhäuser, Exerzier- und Reithäuser, Eisenbahn- und sonstige Hallen, Kirchen, Lokomotiven- und Wagenschuppen u. s. w.). Zwar giebt es ja von derartigen Gebäuden auch eine grosse Anzahl, aber es macht sich dabei die Frage geltend, ob deren Mauerstärken nicht unnötig gross sind, und ferner kommt in Betracht, dass die Einfluss äussernden Umstände sehr verschieden sind. Man ist daher bei derartigen Gebäuden darauf angewiesen, die angemessenen Mauerstärken auf wissenschaftlichem Wege zu ermitteln, wie die nachfolgend behandelten Fälle zeigen werden.

Mehrere Autoren haben angegeben, dass im Binnenlande der stärkste Windschub gegen eine rechtwinklig zur Windrichtung gerichtete Ebene zu 120 kg auf das Quadratmeter, und die Windrichtung nach unten um 10^0 geneigt gegen die Horizontale anzunehmen sei. In der Vorschrift der Bauabteilung des Königl. Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 16. Mai 1890 ist folgendes angeführt: „Der Winddruck ist für das Quadratmeter einer zur Wandrichtung senkrechten Ebene nicht unter 125 kg in Anrechnung zu bringen; diese Annahme ist jedoch bei allen frei stehenden Gebäuden nötigenfalls bis 250 kg zu erhöhen. Die Windrichtung ist horizontal anzunehmen. Bei Dächern über offenen Hallen ist auch ein von innen nach aussen wirkender Winddruck in Betracht zu ziehen.

Digitized by Google

Die Grösse desselben steht noch nicht erfahrungsmässig fest, kann aber mit Rücksicht auf den Umstand, dass meist Öffnungen zum Entweichen der Luft vorhanden sein werden und der Maximaldruck bei der Übertragung durch die im Innern der Hallen eingeschlossene Luft eine Abschwächung erfährt, zu 60 kg für das Quadratmeter angenommen werden." — Nach dieser Vorschrift berechnet sich der Windschub etwas grösser als nach der vorhin angeführten Angabe; das ist zu Gunsten der Sicherheit, und da die Berechnung bei Annahme der horizontalen Richtung des Windes vereinfacht wird, so empfiehlt sich die Ministerial-Vorschrift zur allgemeinen Annahme.

Ferner ist anzunehmen, dass die Mittelkraft der horizontal und parallel wirkenden Windstrahlen der Schwerpunkt der rechtwinklig zur Windrichtung gerichteten Projektionsebene der vom Winde getroffenen Fläche ist.

Abb. 348.

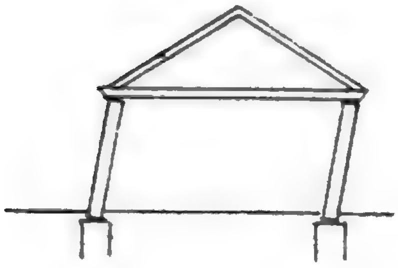


Abb. 349.

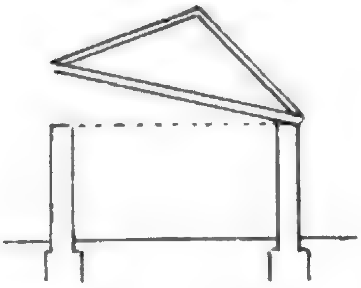
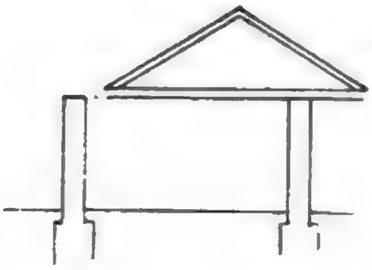


Abb. 350.



Der gegen die Umfassungsmauern und gegen das Dach der Gebäude wirkende Windschub kann, falls nicht genügender Widerstand vorhanden ist, in einer der folgenden Weisen Unheil anrichten:

1) Besitzt die Dachkonstruktion keinen genügenden Widerstand gegen den Winddruck, so wird dieselbe in sich zerstört.

2) Haben die Umfassungswände nicht genügenden Widerstand, um den gegen die Umfassungswand und gegen das Dach wirkenden Windschub ertragen zu können, so erfolgt die Umkippung der Wände wie Abb. 348 zeigt.

3) Hat das Dach ein zu geringes Gewicht, so kann dasselbe durch den Windschub umgekippt werden, wie Abb. 349 zeigt.

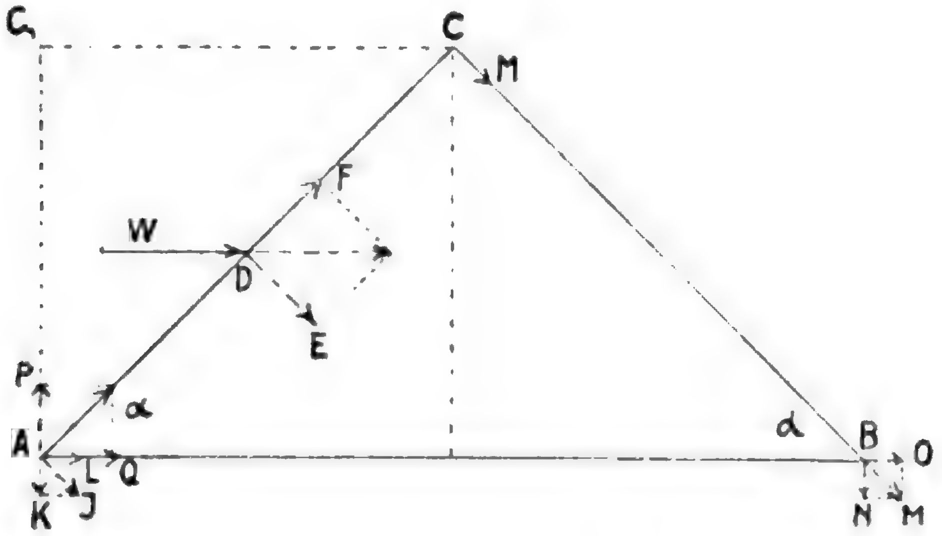
4) Ein leichtes Dach kann, nach Überwindung seiner Reibung auf den Wänden, fortgeschoben werden, wie Abb. 350 zeigt.

Die Wirkung des Windes auf die Dächer ist von mehreren Autoren in folgender Weise dargestellt. Die Mittelkraft W des gegen die Dachfläche AC eines Satteldaches,

Digitized by Google

Abb. 351, wirkenden Windes, in der Mitte D dieser Dachfläche angreifend, zerlegt sich in die 2 Seitenkräfte DE und DF, wovon die erstere $DE = W \sin \alpha$, rechtwinklig zur Dachfläche AC, als Druck auf die Dachkonstruktion, die andere DF aber $= W \cos \alpha$ in der Richtung der Dachfläche AC wirkt. Der Druck DE äussert sich zur Hälfte AJ in A und zur Hälfte in C, beide rechtwinklig zu AC. Die Hälfte AJ zerlegt sich in die 2 Seitenkräfte AK (Vertikaldruck) und AL (Horizontalschub nach rechts). Ist, wie im vorstehenden Profile ange-

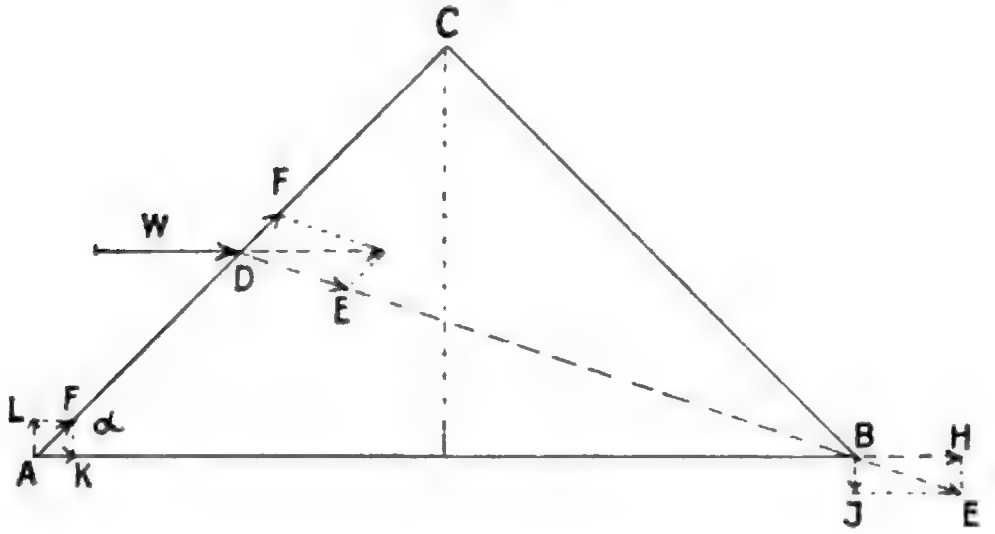
Abb. 351.



nommen, der Neigungswinkel $\alpha = 45^0$, so ist $AK = AJ \cdot \sin \alpha = \frac{1}{2} DE \cdot \sin \alpha = \frac{1}{2} W \cdot \sin^2 \alpha = \frac{1}{4} W$. Gleichfalls ist auch $= AL = \frac{1}{2} W$. Die im Firste C wirkende Kraft $CM = \frac{1}{2} DE$ pflanzt sich, da hier CB rechtwinklig zu AC gerichtet ist, fort auf die Kante B und zerlegt sich gleichfalls in 2 Seitenkräfte, den Vertikaldruck BN und den Horizontalschub nach rechts BO, jede wie vorhin $= \frac{1}{4} W$. Es wirkt also an jeder der zwei Kanten A und B ein Vertikaldruck von $\frac{1}{4} W$ und ein Horizontalschub nach rechts von $\frac{1}{4} W$, demnach ist also der Horizontalschub in AB von links nach rechts $2 \cdot \frac{1}{4} W = \frac{1}{2} W$. Mehrere Autoren haben nun ihre Ansicht dahin erklärt, dass dieses die gesamte Wirkung des Windes auf das Dach sei, da die zweite Seitenkraft von W, nämlich DF, welche in die Richtung der Dachfläche fällt, nicht weiter in Betracht komme,

sondern = Null zu setzen sei, weil zwischen der Dachfläche und der Luft keine Reibung vorhanden sei. — Wenn es sich darum handelt, die Einwirkung des Windes auf die Festigkeit der Dachkonstruktion zu ermitteln, so ist man berechtigt, die zweite Seitenkraft DF unberücksichtigt zu lassen, weil für diesen Fall allein nur die erste Seitenkraft DE als Druck in Betracht kommt; handelt es sich aber darum, die Schubwirkung des Windes in betreff der Standfähigkeit des Daches und der Gebäudemauern festzustellen, so muss notwendig auch die zweite Seitenkraft DF mit berücksichtigt werden; denn dieselbe spielt in dieser Hinsicht eine hochwichtige Rolle. Dieselbe greift an der untern Kante bei A an, zerlegt sich daselbst in die zwei Seitenkräfte AP und AQ; davon ist die erstere vertikal aufwärts gerichtet, die letztere horizontal. Die erstere ist $= DF \cdot \sin\alpha = -\frac{1}{2}W$; da aber die vorhin ermittelte $AK = +\frac{1}{4}W$ vertikal abwärts wirkt, so verbleibt nur $\left(-\frac{1}{2}W + \frac{1}{4}W\right) = -\frac{1}{4}W$ als hebend, also drehend um die Kante B wirkende Kraft. In der Horizontale AB sind vorhin die zwei Schubkräfte $AL = \frac{1}{4}W$ und $BO = \frac{1}{4}W$, beide von links nach rechts wirkend, gefunden, dazu kommt nun die Seitenkraft AQ, und somit ergiebt sich der in der Horizontale AB von links nach rechts wirkende Gesamtschub $= \left(\frac{1}{4} + \frac{1}{4} + \frac{1}{2}\right)W = W.$

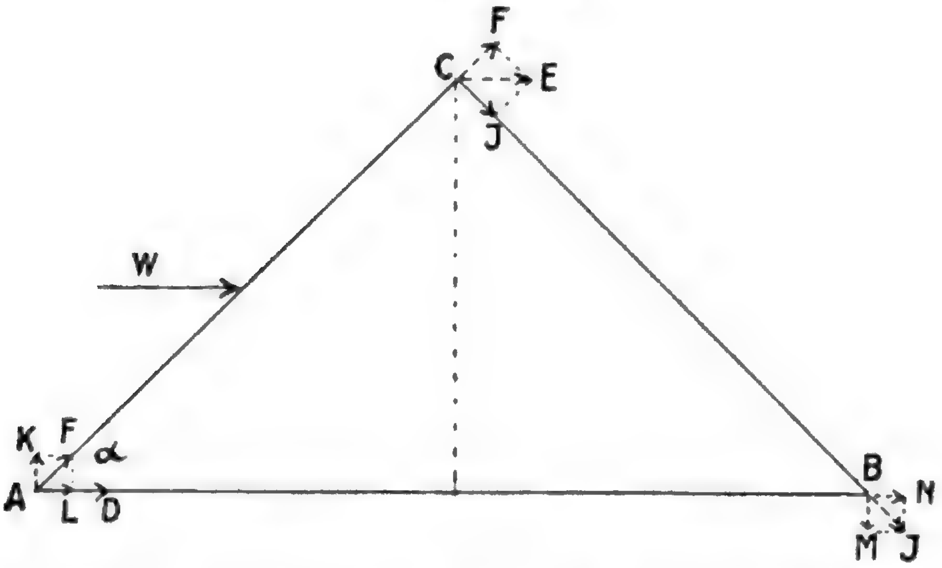
Abb. 352.



Digitized by Google

Dasselbe Resultat ergiebt auch die folgende Ermittelung nach Abb. 352. Der Windschub W, in der Mitte von AC wirkend, zerlegt sich in dem Punkte D in die zwei Seitenkräfte DE und DF; davon wirkt DE in der Richtung auf die Drehkante B und DF aufwärts in der Richtung der Dachfläche AC. Die Seitenkraft DE zerlegt sich bei B in eine Horizontalkraft BH, Horizontalschub von links nach rechts wirkend, von der Grösse $= \frac{3}{4} W$, und in eine vertikal abwärts wirkende Kraft $BJ = \frac{1}{4} W$. Die Seitenkraft DF greift in der Kante A an und zerlegt sich daselbst in die zwei Seitenkräfte AK und AL; davon wirkt AK als Horizontalschub von links nach rechts und AL vertikal aufwärts. Sonach ergiebt sich als Gesamtwirkung des Windschubes W: Horizontalschub von A nach B wirkend $= BH + AK$ $= \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{4}\right) W = W$; ferner bei A der aufwärts wirkende Auftrieb $AL = \frac{1}{4} W$ und bei B der Niederdruck $BJ = \frac{1}{4} W$.

Abb. 353.



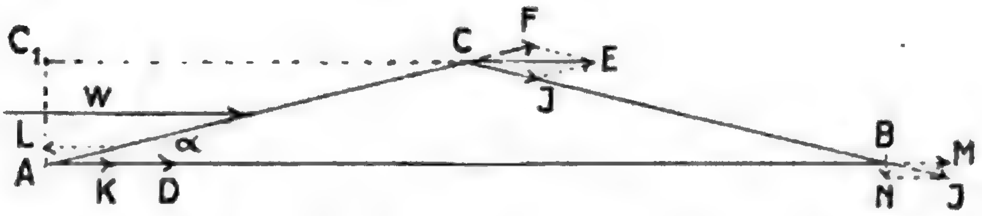
Auch die folgende Ermittelung nach Abb. 353 ergiebt das gleiche Resultat. Der Windschub W kann zur Hälfte bei $A = AD$ und zur Hälfte bei $C = CE$ horizontal wirkend angenommen werden. Die obere Hälfte zerlegt sich in die zwei Seitenkräfte CF und CJ; davon greift CF bei A an und zerlegt sich daselbst in die zwei Seitenkräfte AK und AL, jede $= \frac{1}{4} W$. Die obere

Digitized by

Seitenkraft CJ wirkt in B und zerlegt sich daselbst in die zwei Seitenkräfte BM und BN, jede gleichfalls $= \frac{1}{4} W$. Sonach ist der gesamte Horizontalschub in $AB = AD + AL + BN = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4} + \frac{1}{4}\right) W = W$. Die in A aufhebend wirkende Kraft $AK = \frac{1}{4} W$ und die in B abwärts wirkende Kraft $BM = \frac{1}{4} W$ sind gleichfalls ebenso wie vorhin sich ergeben hat.

Für ein flaches Dach (Pappdach, Zinkblechdach u. s. w.) z. B. nach Abb. 354 mit dem Neigungswinkel α von 14^0 (die Höhe $^1/_8$) ergiebt sich der Schub wie folgt. Den Windschub W wiederum zur Hälfte bei A, also $AD = \frac{1}{2} W$ und zur Hälfte bei C, also $CE = \frac{1}{2} W$, horizontal wirkend angenommen, so

Abb. 354.



zerlegt sich der letztere in die zwei Seitenkräfte CF und CJ; davon greift CF in A an und zerlegt sich daselbst in die zwei Seitenkräfte $AK = \frac{1}{4} W$ und $AL = \frac{1}{4} W \cdot \operatorname{tng} \alpha$, erstere als horizontaler Schub von A nach rechts und letztere vertikal aufwärts wirkend. Die Seitenkraft CJ wirkt auf B und zerlegt sich daselbst in die zwei Seitenkräfte $BM = \frac{1}{4} W$ und $BN = \frac{1}{4} W \cdot \operatorname{tg} \alpha$. Demnach wirken in der Horizontale AB zusammen als Schub von links nach rechts $AD + AK + BM = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4} + \frac{1}{4}\right) W = W$ und ferner bei A vertikal aufwärts wirkend $AL = \frac{1}{4} W \cdot \operatorname{tng} \alpha$ und bei B vertikal abwärts $BN = \frac{1}{4} W \cdot \operatorname{tg} \alpha$. Die Windwirkung ergiebt sich

Digitized by

also auch in diesem Falle ganz ebenso als in den vorbehandelten Fällen.

Danach ist also der in der Traufenhöhe in AB wirkende Horizontalschub $= W$, also gleich dem ganzen Windschube, welcher sich ergiebt als das Produkt aus der vertikalen Projektionsebene $A C_1$ (vertikale Höhe des Daches) $\times$ Länge des Daches und $\times$ 125 kg/qm. Dieses Ergebnis erscheint auch durch folgende Erwägungen berechtigt. Der Dachkörper bildet einen festen Damm gegen den Windstrom; dieser Damm hat die ganze Wucht des gegen ihn wirkenden Luftstromes auszuhalten, er muss also, wenn er nicht überwältigt werden soll, dem Luftstrom einen gleich grossen Widerstand entgegensetzen; demnach muss der Widerstand ebenso gross sein als der ganze Windschub. Wohl ist anzunehmen, dass durch die Abschrägung eine Ablenkung der Luft bewirkt und dadurch eine Anstauung verhindert bezw. vermindert wird, aber den ersten Stoss des Luftstromes hat der Dachkörper zu ertragen. Die Luftstrahlen wirken in unendlich grosser Zahl momentan und stossweise auf die Dachfläche, und erst nach ausgeübtem Stosse kommen sie zur Ablenkung.

Die vorstehend S. 283 angegebene, von mehreren Autoren angenommene Theorie ergiebt für den Horizontalschub in $A B$ einen ganz erheblich geringeren Betrag als den vorstehend gefundenen vollen Wert W; offenbar muss man dringend wünschen, dass diese für das Bauwesen hochwichtige Angelegenheit durch sichere Versuche baldmöglichst geprüft werde. Höchstwahrscheinlich wird dadurch die Richtigkeit der vorstehenden Darlegung bestätigt werden, und ist daher bis auf weiteres für den Horizontalschub in $A B$ der volle Wert von W in Rechnung zu bringen, wie solches denn auch in den nachfolgend behandelten Fällen geschehen soll.

1) Eingeschossiges langes Gebäude ohne Querscheidewände mit durch Säulen unterstützter Decke (Fabrikgebäude u. s. w.) nach Profil Abb. 355; die Aussenwände zunächst 1 Stein (25 cm) stark angenommen; die Gebäudetiefe einschliesslich der Wände 14,6 m, die Höhe einschliesslich der Decke 3,5 m; Ziegeldach 7,3 m hoch; die Binderweite 4,4 m; mit zwei Fenstern. — Gewicht auf ein Binderfeld: die beiden Umfassungsmauern $2 \cdot \left[(4{,}4 \cdot 3{,}5) - (2 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}8)\right] \cdot 0{,}25 \cdot 1600 \text{ kg} = 8900 \text{ kg}$; zwei anschliessende Deckenteile $2\left(4{,}4 \cdot \frac{5{,}3}{2} \cdot 250 \text{ kg}\right) = 5830 \text{ kg}$;

mittlerer Deckenteil (4,4 · 8,8 · 250 kg) = 9680 kg; Dach 2 · (4,4 · 10,7 · 110 kg) = 10 358 kg; Gewicht einer Dachbinderkonstruktion = 1900 kg. Die Nutzlast der Decke, sowie die Schneebelastung müssen hier ausser Ansatz bleiben, da die Windwirkung zu einer Zeit stattfinden kann, in der diese Belastungen nicht vorhanden sind. Die Momente des Windschubes auf ein Binderfeld sind: Schub gegen die Umfangsmauern 4,4 · 3,5 · 125 kg $\times$ Hebelarm $\frac{3,5}{2}$ m = 3370 m/kg + Dachschub, wirkend in der Traufenhöhe 4,4 · 7,3 · 125 kg $\times$ Hebelarm 3,5 m = 14 000 m/kg; zusammen = 17 370 m/kg. Der Wind hat das Bestreben, das Gebäude zu verschieben, wie Abb. 556 zeigt. Dabei wirkt der Druck im Grenzzustande auf die Kanten *a* und *b*, wie Abb. 357 zeigt, und es ist also der Hebelarm des Widerstandes der Mauern und Säulen gegen Kippen in betreff der Decken- und Dachlast = der ganzen Mauerstärke bezw. Säulenstärke, in betreff der Eigenlast der Mauern und Säulen aber

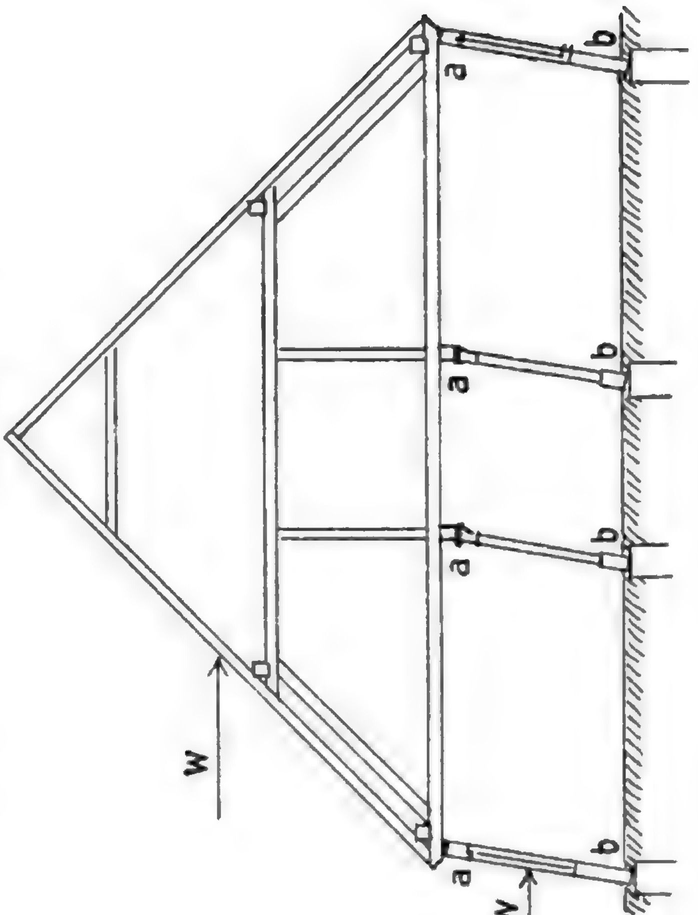


Abb. 356.

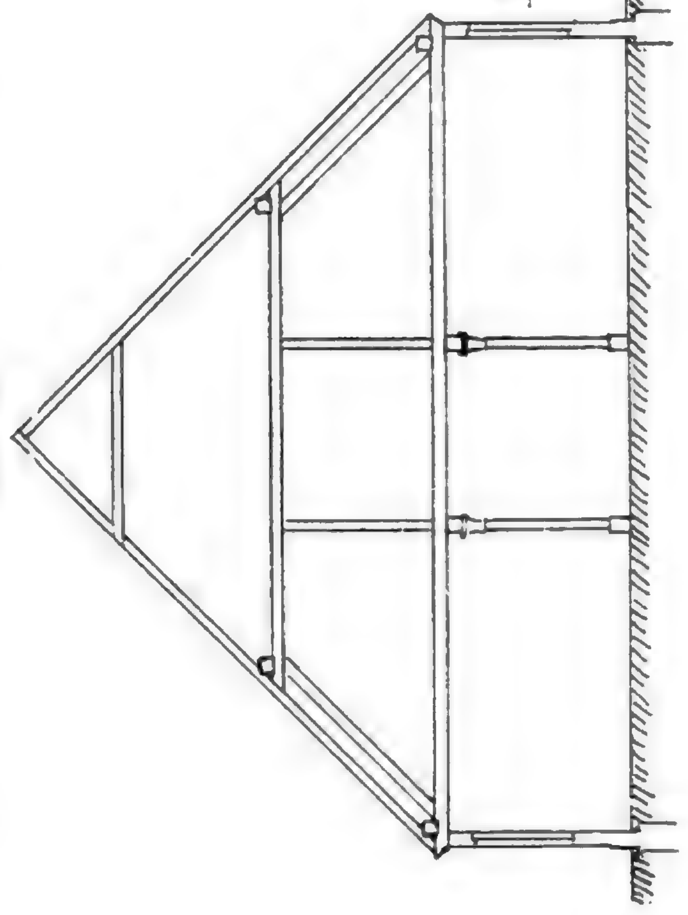
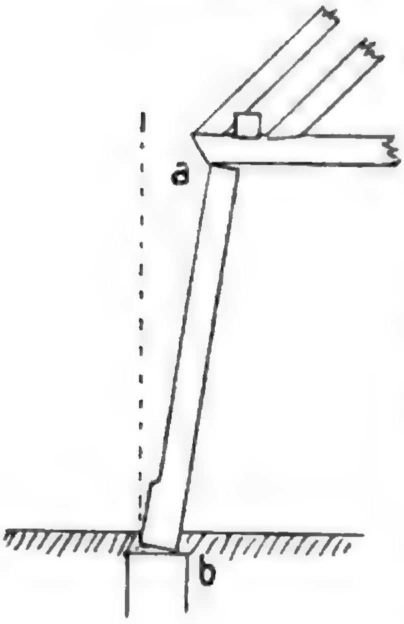


Abb. 355.

nur = deren halbe Stärke. Danach sind die Widerstandsmomente: Mauern 8900 kg $\times \frac{0,25}{2}$ m + 2 Säulen 700 kg $\times \frac{0,25}{2}$ + Decke (5830 + 9680 kg) $\times$ 0,25 m + Dach (10 358 + 1900) kg $\times$ 0,25 m, zusammen = 8140 m/kg. Diese Widerstandsmomente sind also viel zu gering. Dieselben müssen betragen, um $1^1/_3$ fache Sicherheit zu haben, = $1^1/_3 \cdot$ 17 370 = 23 200 m/kg. Um diesen Widerstand herzustellen, muss die Mauerstärke der Mauern von durchweg gleicher Stärke 70 cm sein. Dann stellt sich die Rechnung wie folgt: Gewicht auf ein Binderfeld, die beiden Umfassungsmauern $2 \cdot \left[(4,4 \cdot 3,5) - (2 \cdot 1,2 \cdot 1,8)\right] \cdot 0,70 \times 1600$ kg = 25 100 kg + 2 anschliessende Deckenteile $2 \cdot \left(4,4 \cdot \frac{4,85}{2} \cdot 250 \text{ kg}\right)$ = 5400 kg; mittlerer Deckenteil

Abb. 357.



(4,4 · 8,35 · 250 kg) = 9200 kg; Gewicht einer Dachbinderkonstruktion = 1900 kg; Dach = 10 400 kg. Darnach sind die Widerstandsmomente: Mauern 25 100 kg $\cdot \frac{0,70}{2}$ + 2 Säulen 700 kg $\cdot \frac{0,25}{2}$ m + Deckenteile zunächst der Mauern 5400 kg · 0,70 m + mittlerer Deckenteil 9200 kg · 0,25 m + Dachbinder 1900 kg · 0,70 + Dach 10 400 kg · 0,70 m, zusammmen = 23 560 m/kg; also genügender Widerstand vorhanden.

Vorteilhafter aber ist es, anstatt der durchweg gleich starken Mauern das Pfeilersystem in Anwendung zu bringen, in jedem Binder an jeder der beiden Aussenseiten einen Strebepfeiler 0,9 m vortretend und 0,50 m stark zu setzen und die Mauern nur 0,25 m stark herzustellen. Für diese Anordnung stellt sich die Rechnung wie folgt. Die Widerstandsmomente: 1 Mauer links (Windseite) 4480 kg $\cdot \frac{0,25}{2}$ = 560 m/kg + 1 Pfeiler links 0,9 · 0,5 · 3,0 · 1600 kg = 2160 kg · 0,70 m = 1500 m/kg + (anschliessender Deckenteil 2900 kg + $\frac{1}{2}$ Dach + $\frac{1}{2}$ Binder = 6150 kg — Dachauftrieb durch den Wind 1000 kg)

Digitized by

$= 8000$ kg $\cdot$ 0,25 m $=$ 2000 m/kg $+$ 1 Mauer rechts 4480 kg $\times$ 1,15 m $=$ 5150 m/kg $+$ 1 Pfeiler rechts 2160 kg $\cdot$ 0,45 m $=$ 970 m/kg $+$ (anschliessender Deckenteil 2900 kg $+$ ½ Dach $+$ ½ Binder $=$ 6150 kg $+$ Dachdruck durch den Wind 1000 kg) $=$ 10 000 kg $\cdot$ 1,15 m $=$ 11 500 m/kg $+$ mittlerer Deckenteil, wie vor 2300 m/kg; zusammen $=$ 23 980 m/kg; also genügend. — Der cubische Inhalt dieser Pfeilermauern auf 1 Binderfeld beträgt: $2 \cdot \Big[(4{,}4 \cdot 3{,}5) - (2 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}8)\Big] \cdot 0{,}25 +$ Pfeiler $2 \cdot 0{,}9 \times 0{,}5 \cdot 3{,}0 +$ Fundamente $2 \cdot 4{,}4 \cdot 0{,}50 \cdot 1{,}2 + 2 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}2 = 16{,}2$ cbm. Dagegen ist der Inhalt der vorstehenden 70 cm starken Umfangsmauern $2 \cdot \Big[(4{,}4 \cdot 3{,}5) - (2 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}8)\Big] \cdot 0{,}70 +$ Fundamente $2 \cdot 4{,}4 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2 = 25{,}7$ cbm, also auf 1 Binderfeld 9,5 cbm mehr als die Pfeilermauern, es sind also die letzteren erheblich vorteilhafter.

Hinsichtlich der Kippung des vorstehend bezeichneten Daches durch den Windschub ergiebt sich Folgendes. Unter der Annahme, dass die Dachkonstruktion mit der Decke fest verbunden ist, beträgt das Gewicht der Dachkonstruktion einschliesslich Binder und der Balkendecke auf 1 Binderfeld: (15 000 $+$ 12 300) $=$ 27 300 kg; davon kommt auf die linke Seite (Windseite), wegen des daselbst durch den Wind veranlassten Auftriebes 13 650 $-$ 1000 $=$ 12 650 kg, und auf die rechte Seite, wegen des daselbst durch den Wind veranlassten Druckes 13 650 $+$ 1000 $=$ 14 650 kg; die Mittelkraft dieser beiden Drücke $=$ 27 300 kg wirkt in der Entfernung $=$ 6,8 m von der Drehkante B, es ist also das Widerstandsmoment gegen Kippen um die Kante $B =$ 27 300 kg $\times$ 6,8 m $=$ 185 640 m/kg. Das Moment des Windschubes W ist $= 4000 \text{ kg} \times \frac{7{,}3}{2} \text{ m} = 14\,600$ kg, demnach fast 13 mal kleiner als das Widerstandsmoment, sodass also das Umkippen um die Kante B nicht eintreten kann.

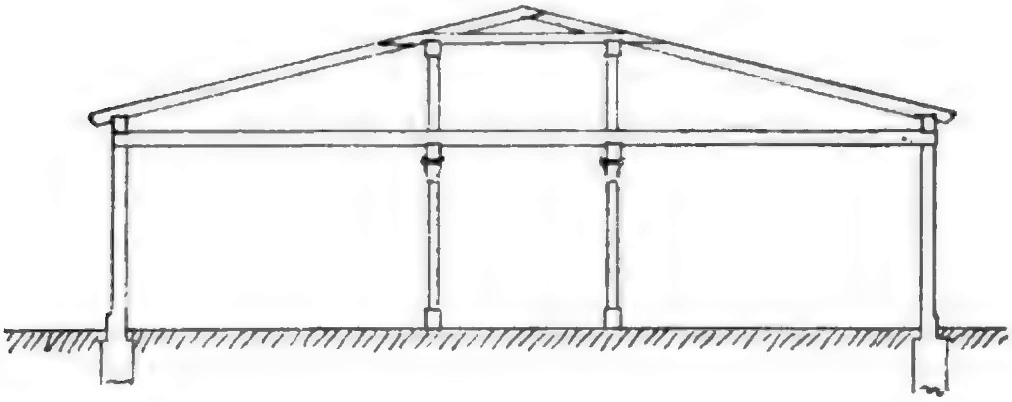
Hinsichtlich der horizontalen Verschiebung des Daches durch den Windschub durch Überwindung der Reibung desselben auf seinen Auflagern ergiebt sich Folgendes. Das Gewicht von Dach und Decke ist $=$ 27 300 kg. Der Reibungswiderstand von Holz auf Ziegeln ist 0,3; also der Reibungswiderstand von

Digitized by Google

Dach und Decke = 27 300 · 0,3 = 9100 kg. Die Schubkraft des Windes beträgt aber nur $W = 4000$ kg, sonach kann die Fortschiebung nicht stattfinden.

2) Eingeschossiges Gebäude, wie vorstehend unter Nr. 1 beschrieben, jedoch mit Pappdach nach Profil Abb. 358, die Umfassungsmauern zunächst 25 cm stark angenommen. Die Gewichte auf 1 Binderfeld von 4,4 m Länge betragen: 1 Mauer 25 cm stark wie bei Nr. 1 = 4450 kg; 1 anschliessender Deckenteil = 2915 kg; mittlerer Deckenteil = 9680 kg; Pappdach einschliesslich Sparren 2 · 4,4 · 7,5 · 35 kg = 2310 kg; 1 Dachbinder = 1500 kg. Die Nutzlast der Decke und die Schneelast sind wiederum auszuschliessen.

Abb. 358.



Der Windschub W beträgt auf 1 Binderfeld 4,4 · 1,8 · 125 kg = 990 kg. Die Momente des Windschubes auf 1 Binderfeld sind: Schub gegen die Umfassungsmauer 4,4 · 3,5 · 125 kg × Hebelarm $\frac{3,5}{2}$ m = 3370 m/kg + Schub gegen das Dach 990 kg × Hebelarm 3,5 m = 3465 m/kg, zusammen 6835 m/kg. — Die Widerstandsmomente betragen: Mauern 2 · 4450 kg · $\frac{0,25}{2}$ m = 1112 m/kg + (Decke 15 510 kg + Dach 2310 + Binder 1500) = 19 320 · 0,25 m = 4830 m/kg; zusammen = 5942 kg; dieselben sind also zu gering. Um $1\frac{1}{3}$fache Sicherheit zu haben, müssen die Widerstandsmomente $1\frac{1}{3}$ · 6835 = 9120 m/kg betragen und deshalb müssen die Umfangsmauern von durchweg gleicher Dicke 42 cm stark sein. Vorteilhafter sind aber auch hier Pfeilermauern, 25 cm stark und in jedem Binder ein Strebepfeiler 0,25 m vortretend, 0,50 m breit, 3,0 m hoch.

Hinsichtlich der Kippung des Daches um die Kante B ergiebt sich: das Moment des Windschubes W ist = 990 kg $\times$ Hebelarm $\frac{1,8}{2}$ m = 891 m/kg; das Widerstandsmoment ist: Gewicht des Daches und der Decke = 15 510 + 2310 = 17 820 kg; davon kommt auf die linke Seite (Windseite) wegen des daselbst durch den Wind veranlassten Auftriebes (8910 — 66) = 8844 kg, und auf die rechte Seite wegen des daselbst durch den Wind veranlassten Druckes (8910 + 66) = 8976 kg; die Mittelkraft dieser beiden Drücke = 17 820 kg wirkt in der Entfernung = 7,25 m von der Drehkante B, es ist also das Widerstandsmoment 17 820 kg · 7,25 m = 129 195 m/kg, also sehr erheblich grösser als das Windschubmoment.

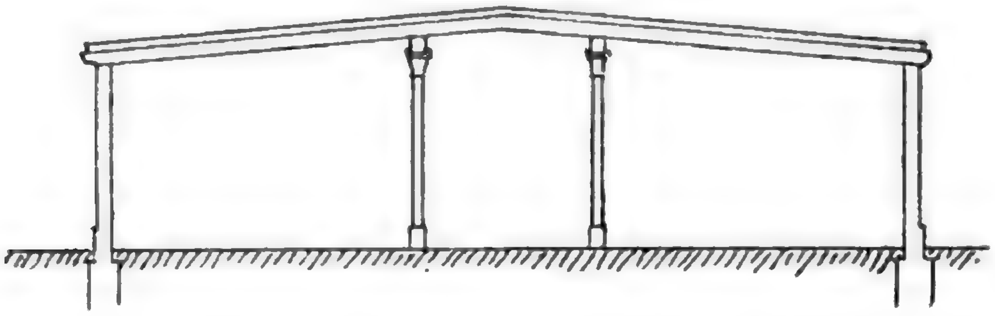
Hinsichtlich der horizontalen Verschiebung des Daches durch den Windschub ergiebt sich Folgendes. Das Gewicht von Dach und Decke ist = 19 320 kg, der Reibungskoeffizient für Holz auf Ziegel = 0,3, also der Widerstand 19 320 · 0,3 = 5796 kg, da der Windschub W aber nur 990 kg beträgt, so kann die Verschiebung nicht stattfinden.

Nun sind aber doch Dächer mit leichter Deckung (Pappe, Zinkblech u. s. w.) vielfach durch Sturm von den Umfangswänden herabgeworfen, — wie ist das zu erklären? — Wenn das vorbezeichnete Dach mit der schweren Decke nicht fest verbunden oder eine Decke nicht vorhanden wäre, so stellt sich die Rechnung wie folgt: Das Gewicht des Daches ist 2310 kg + Dachbinder 1500 kg = 3810 kg. Dieses Gewicht ist zu Gunsten der Sicherheit reichlich gross angenommen. Bei der Ausführung werden gewöhnlich die Holzstärken möglichst beschränkt, sodass das Gewicht nur etwa 3200 kg beträgt. Der Reibungswiderstand von Holz auf Holz oder von einem eisernen Schuh auf Stein beträgt etwa 0,2 bis 0,3, setze 0,25; dann ergiebt sich also für den vorstehend bezeichneten Fall der Reibungswiderstand 3200 kg $\times$ 0,25 = 800 kg. Der Windschub aber ist = 990 kg, also grösser als der Reibungswiderstand, sodass das Herabschieben erfolgen wird. Wäre die Höhe des leichten Daches grösser, als vorstehend angenommen, so würde die Differenz noch grösser sein. Es ist daher das vielfach vorgekommene Herabwerfen der leichten Dächer durch starken Sturm völlig erklärlich, und daher geboten, die leichten Dächer mit den Umfangswänden sicher zu verankern.

Digitized by Google

3) Ein eingeschossiges Gebäude, wie vorhin unter Nr. 1 und 2 beschrieben, jedoch mit Holzcementdach, nach Profil Abb. 359, die Umfassungsmauern 25 cm stark, mit Verstärkungspfeilern in den Bindern, 0,13 m vortretend, 0,50 cm breit. Die Gewichte auf 1 Binderfeld von 4,4 m Länge betragen: die beiden Umfassungsmauern, 25 cm stark, wie bei Nr. 1 = 8900 kg + 2 Pfeiler $0{,}13 \cdot 0{,}50 \cdot 3{,}0 \cdot 1600$ kg = 624 kg + Dachlast $4{,}4 \cdot 14{,}6 \cdot 180$ kg = 11 560 kg. — Das Moment des Windschubes gegen die Aussenmauer beträgt $4{,}4 \cdot 3{,}5 \cdot 125$ kg $\times$ Hebelarm $\frac{3{,}5}{2}$ m = 3370 m/kg. Das Widerstandsmoment beträgt im Grenzzustande: Mauer links 4762 kg $\cdot \frac{0{,}25}{2}$ m = 595 m/kg + Mauer rechts 4762 kg $\cdot$ 0,25 m = 1190 m/kg + ½ Dach links 5780 kg $\cdot$ 0,25 m = 1450 m/kg + ½ Dach rechts 5780 kg $\cdot$

Abb. 359.



0,38 m = 2200 m/kg; zusammen = 5400 m/kg. Demnach ist also 1,6 fache Sicherheit vorhanden.

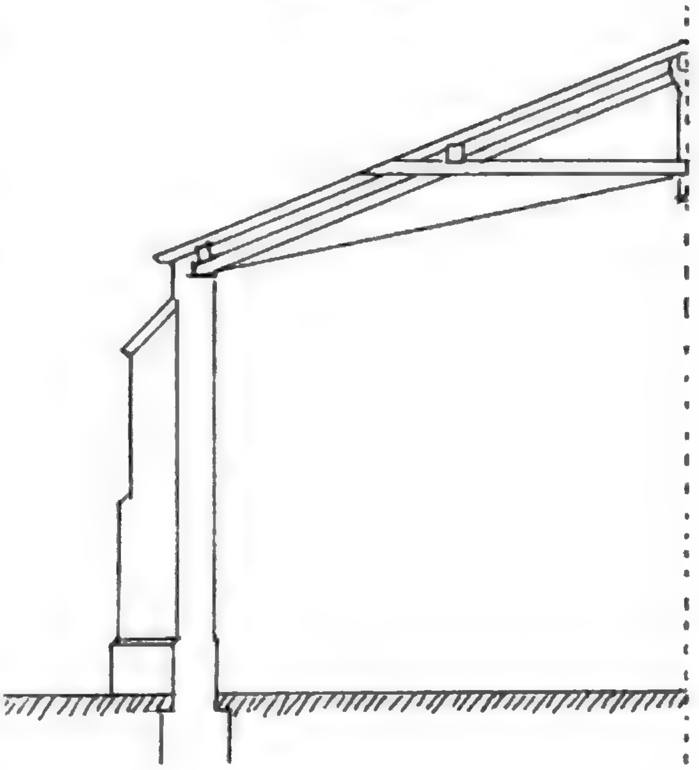
4) Mehrgeschossige Gebäude der Art wie Nr. 1, also ohne Scheidewände, innen mit 2 Reihen Säulen. — Dabei sind die in Rechnung zu stellenden Windschubmomente verhältnismässig grösser als bei eingeschossigen Gebäuden. Das gegen die Wandfläche wirkende Windschubmoment steht im quadratischen Verhältnisse zur Gesamtgeschosshöhe, da es sich, wie vorstehend angegeben, berechnet nach der Formel $l \cdot h \cdot 125 \text{ kg} \times \text{Hebelarm } \frac{h}{2} = \frac{1}{2}\, l \cdot h^2 \cdot 125$ kg. Bei einem zweigeschossigen Gebäude ist also das Windschubmoment der Wandfläche $2^2 = 4$ mal grösser als bei einem eingeschossigen Gebäude, und bei einem dreigeschossigen Gebäude $3^2 = 9$ mal grösser als bei einem eingeschossigen Gebäude. Dagegen findet bei dem gegen das Dach wirkenden Windschub-

Digitized by Google

momente nur ein einfaches Verhältnis zur Gesamtgeschosshöhe statt, da der in der Traufenhöhe wirksame Windschub als Hebelarm die Höhe vom Boden bis zur Traufe hat.

5) Gebäude ohne Balkendecke, frei bis unter die Dachflächen (Exerzier- und Reithäuser, Eisenbahnhallen, Güterschuppen u. s. w.) — Nach dem Profile Abb. 360 sei die Breite eines solchen Gebäudes 18,0 m, die Höhe bis zur Dachtraufe 8,0 m, die Höhe des Schieferdaches 3,6 m, die durchweg gleiche Stärke der Umfangsmauern vorerst 1,0 m, die Binderweite 4,4 m. — Die Gewichte sind: 1 Mauer $= \left[(4{,}4 \cdot 8{,}0) - (1 \text{ Fenster } 1{,}8 \cdot 4{,}0)\right] \cdot 1{,}0 = 28$ cbm $\cdot$ 1600 kg $=$ 44 800 kg; das Dach $2 \cdot 4{,}4 \cdot 9{,}7 \cdot 85$ kg $=$ 7260 kg; Gewicht 1 Dachbinderkonstruktion $=$ 2000 kg.

Abb. 360.



Die Windschubmomente betragen: gegen die Mauer $(4{,}4 \cdot 8{,}0 \cdot 125 \text{ kg} \times \frac{8{,}0}{2} \text{ m}) = 17\,600$ m/kg; gegen das Dach $(4{,}4 \cdot 3{,}6 \cdot 125 \text{ kg} \times 8{,}0 \text{ m}) = 15\,840$ m/kg; zusammen $= 33\,440$ m/kg.

Die Widerstandsmomente betragen: die zwei Mauern $= (2 \cdot 44\,800 \text{ kg} \times \frac{1{,}0}{2} \text{ m}) = 44\,800$ m/kg; das Dach, da dessen Druck nicht auf die äusseren Kanten, sondern auf die Mitte der Mauer anzunehmen ist $= (7260 + 2000) \times \frac{1{,}0}{2}$ m $= 4630$ m/kg; zusammen $= 49\,630$ m/kg; also nahezu 1½fache Sicherheit, welche für derartige Gebäude als rätlich zu erachten ist.

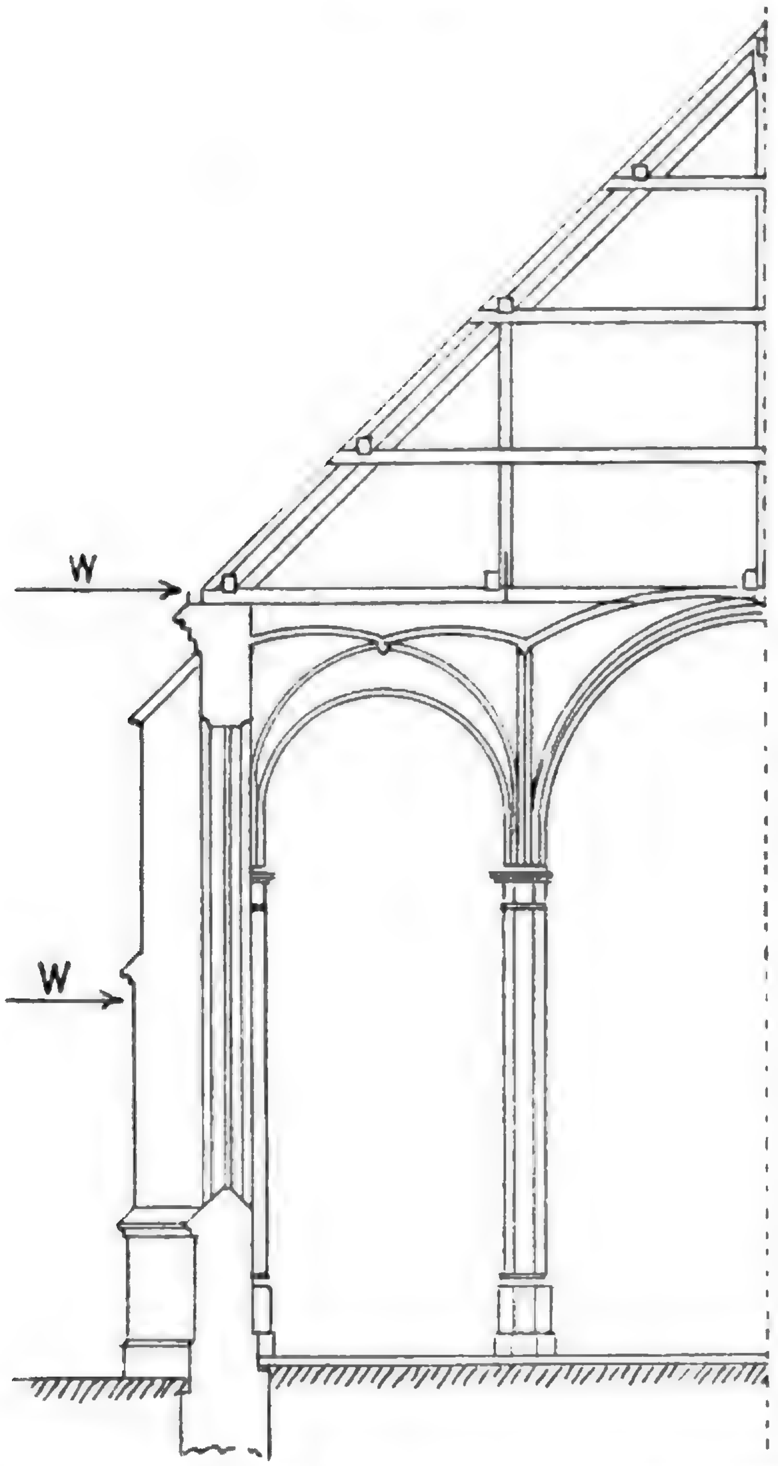
Bei Anwendung des vorteilhaftern Pfeilersystems ist die durchgehende Mauerstärke zu mindestens 64 cm anzunehmen, und das Maass der abgetreppten Strebepfeiler in der Art zu

Digitized by Google

ermitteln, wie vorstehend unter Nr. 1 geschehen. Die Maasse der Pfeiler ergeben sich danach: Breite 0,64 m, Vorsprung unten 0,78 m.

6) Gewölbte Kirchen und Hallen. Dabei kommt ausser dem Windschube auch noch der Gewölbeschub in Betracht. — Als Beispiel werde hier eine dreischiffige Kirche oder Halle nach Profil Abb. 361 untersucht. Die angenommenen Maassen sind folgende: ganze Breite einschliesslich der Umfassungsmauern 19,6 m; die Jochlänge 7,5 m; die Höhe bis zur Dachtraufe 14,0 m; die Höhe des mit Ziegeln gedeckten Daches 9,8 m; das Mittelschiff im Lichten 7,6 m breit; die Mittelpfeiler oder Säulen 0,80 m Durchmesser; die Umfassungsmauern 0,80 m stark; die Strebepfeiler 1,20 m Vorsprung und 0,80 m breit; die Mauern, Strebepfeiler und Gewölbe aus Ziegeln; die mittleren Pfeiler oder Säulen aus Quadern.

Abb. 361.



Der horizontale Gewölbeschub, wirkend in der Höhe $h = 12,0$ m, ist für eine Jochweite etwa 10 000 kg, demnach das Gewölbeschubmoment 10 000 kg $\times$ 12,0 m = 120 000 kg. Der Windschub auf eine Jochweite ist: gegen die Mauer

Digitized by Google

7,5 · 14,0 · 125 kg = 13 100 kg, wirkend an dem Hebelarm $\frac{14}{2}$ m, demnach das Moment 13 100 · 7,0 m = 91 700 m/kg und der Schub gegen das Dach 7,5 · 9,8 · 125 kg = 9188 kg, wirkend an dem Hebelarm 14,0 m, also das Moment 9188 × 14,0 m = 128 600 m/kg; der durch den Wind veranlasste Auftrieb links (Windseite) ist $\frac{1}{4}$ · 9188 = 2300 kg, und der an der rechten Seite durch den Wind bewirkte Niederdruck gleichfalls $\frac{1}{4}$ · 9188 = 2300 kg. Die Summe der Schubmomente ist: Windschub gegen die Mauer 91 700 m/kg + Windschub gegen das Dach 128 600 m/kg + Gewölbeschub nach rechts 120 000 m/kg — Gewölbeschub nach links 120 000 m/kg; zusammen = 220 300 m/kg.

Die Gewichte der Hälfte des Gebäudes auf 1 Joch betragen: 1 Mauer mit Fenster 117 000 kg; 1 Strebepfeiler 21 500 kg; der anschliessende Gewölbeteil bis Mitte des Seitenschiffes einschliesslich Hintermauerung 13 600 kg; 1 Mittelsäule + darüber befindlicher Gewölbeteil 44 800 kg; die Hälfte des freigesprengten Daches einschliesslich Hälfte der Dachkonstruktion = 13 600 kg.

Die Widerstandsmomente betragen danach: Mauer links (Windseite) 117 000 kg · $\frac{0,80}{2}$ m = 46 800 m/kg + Strebepfeiler links 21 500 kg · 1,4 m = 30 100 m/kg + Gewölbeteil zunächst der linken Mauer 13 600 kg · Null = 0 m/kg + Mauer rechts 117 000 kg · 1,6 m = 187 200 m/kg + Strebepfeiler rechts 21 500 · $\frac{1,2}{2}$ m = 12 900 m/kg + Gewölbeteil zunächst der rechten Mauer 13 600 · 2,0 m = 27 200 m/kg + 2 Säulen mit Gewölbeteil = 2 · 44 800 · $\frac{0,8}{2}$ m = 35 800 m/kg + ½ Dach links 13 600 — Auftrieb 2300 = 11 300 · $\frac{0,80}{2}$ = 4500 m/kg + ½ Dach rechts 13 600 kg + Wind-Niederdruck 2300 kg = 15 900 kg · 1.6 m = 25 400 m/kg. Summe der Widerstandsmomente = 369 900 m/kg. Da, wie vorbemerkt, die Windschubmomente 220 300 m/kg betragen, so ist 1,7 fache Sicherheit vorhanden. — Gegen das Gewölbeschubmoment von 120 000 m/kg betragen die Widerstandsmomente: 1 Mauer 117 000 kg · 1,6 m = 187 200 m/kg + 1 Strebepfeiler 21 500 · $\frac{1,2}{2}$ m = 12900 m/kg

Digitized by Google

+ Gewölbeteil zunächst der Mauer 13 600 kg · 2,0 m = 27 200 m/kg + 1 Säule mit Gewölbeteil 44 800 kg · $\frac{0,8}{2}$ m = 17 900 m/kg + ½ Dach 13 600 kg · 1,6 m = 21 760 m/kg; zusammen = 267 000 m/kg; demnach ist gegen Gewölbeschub 2,2 fache Sicherheit vorhanden.

Beide Sicherheitsgrade sind unnötig gross, es ist daher eine Beschränkung der Mauerstärken zulässig, und werde daher die durchgehende Stärke der Mauern zu 0,64 m und der Durchmesser der Säulen gleichfalls 0,64 m, die Stärke und der Vorsprung der Strebepfeiler aber wie vorhin angenommen. Dann ergeben sich die Widerstandsmomente wie folgt: Mauer links (Windseite) (7,5 · 14,0) — (Fenster 2,0 · 6,8) = 91,4 · 0,64 = 58,5 cbm · 1600 kg = 93 600 kg × $\frac{0,64}{2}$ m = 30 000 m/kg + Strebepfeiler links 1,20 · 0,80 · 14,0 · 1600 kg = 21 500 kg × 1,24 m = 26 660 m/kg + Gewölbeteil an der Mauer links 13 600 kg × Null = 0 m/kg + Mauer rechts 93 600 kg · 1,52 m = 142 270 m/kg + Strebepfeiler rechts 21 500 kg · $\frac{1,20}{2}$ m = 12 900 m/kg + Gewölbeteil an der Mauer rechts 13 600 kg · 1,84 m = 25 000 m/kg + 2 Säulen mit Gewölbe = 2 · 44 000 kg · $\frac{0,64}{2}$ m = 28 000 m/kg + ½ Dach links 13 600 — Auftrieb 2300 = 11 300 kg · $\frac{0,64}{2}$ m = 3600 m/kg + ½ Dach rechts 13 600 + Niederdruck durch den Wind 2300 = 15 900 kg . 1,52 m = 24 200 m/kg; zusammen 292 630 m/kg.

Die Summe der Schubmomente ist, wie vorhin 220 300 m/kg, demnach 1,33 fache Sicherheit.

Die Widerstandsmomente gegen den Gewölbeschub allein (ohne Windschub) betragen: Mauer 93 600 kg · 1,52 m = 142 270 m/kg + Strebepfeiler 21 500 kg · $\frac{1,20}{2}$ m = 12 900 m/kg + Gewölbeteil an der Mauer 13 600 kg · 1,84 m = 25 000 m/kg + 1 Säule mit Gewölbeteil 44 000 kg · $\frac{0,64}{2}$ m = 14 000 m/kg + ½ Dach 13 600 kg · 1,52 m = 20 700 m/kg; zusammen = 214 870 m/kg; der Gewölbeschub beträgt 120 000 m/kg, also ist 1,8 fache

Sicherheit gegen denselben vorhanden, in beiden Beziehungen also genügende Sicherheit.

Ergebnisse aus den vorstehenden Untersuchungen und weitere Erörterungen darüber. Das Beispiel Nr. 1 (eingeschossiges Gebäude ohne Querscheidewände) hat ergeben, dass die Umfangsmauern ohne Pfeiler die grosse Stärke von 70 cm haben müssen, oder dass vor 25 cm starken Mauern Strebepfeiler von 90 cm Vorsprung und 50 cm Breite erforderlich sind, um die Standfähigkeit herzustellen. Das Beispiel Nr. 2 (ein gleiches Gebäude mit niedrigem Pappdache) zeigt dagegen, dass infolge des viel geringern Windschubes gegen das niedrige Dach eine Stärke von 42 cm für Mauern ohne Pfeiler, oder für 25 cm starke Mauern nur Pfeiler von 22 cm Vorsprung erforderlich sind. Das Beispiel Nr. 3 (ein gleiches Gebäude mit Holzcementdach) hat ergeben, dass dafür schon Mauern von 25 cm Stärke mit Verstärkungspfeilern von nur 13 cm Vorsprung genügen. — Hätte in dem Beispiele Nr. 6 (gewölbte Kirche oder Halle) das Ziegeldach gleichen Neigungswinkel wie das Dach der Marktkirche in Hannover, so würde die Höhe desselben 16,6 m und alsdann das Moment des Windschubes gegen das Dach = 219 000 m/kg sein, während dasselbe bei der angenommenen Höhe von 9,8 m nur 128 600 m/kg beträgt; es müssten dann die Widerlager sehr erheblich verstärkt werden. Die Stärke der Gebäudemauern ist also wesentlich abhängig von der Höhe des Daches. In Nr. 6 ist das Gewölbeschubmoment 120 000 m/kg, die Summe der Windschubmomente aber 220 300 m/kg, also erheblich grösser als das Gewölbeschubmoment, daher ist in diesem Falle für die Widerlagsstärke die Summe der Windschubmomente maassgebend.

Ferner hat auf die Stärkenbestimmung der Mauern einen erheblichen Einfluss das Gewicht der Decken und des Daches. Je grösser das auf die Mauern wirkende Gewicht ist, desto grösser stellt sich das Wiederstandsmoment und um so geringer kann dann die Stärke der Mauern sein. Würde in den vorbehandelten Beispiele Nr. 1 anstatt der Ziegeldeckung eine leichte Papp- oder Blechdeckung angenommen, oder würde eine leichtere Decke hergestellt, so würde das Widerstandsmoment sich geringer stellen und daher die Mauerstärke entsprechend grösser zu nehmen sein. Es folgt daraus für das Beispiel Nr. 6 (Kirche oder Halle), dass es günstiger ist, ein freitragendes Dach herzustellen, sodass die ganze Last desselben auf die Umfangsmauern

wirkt und nicht zum Teil auf die innern Säulen. Diese Anordnung ist auch deshalb günstiger, weil dann die Stärke der Säulen geringer sein kann, was wegen Hören und Sehen erwünscht ist.

Ferner ist für die Stärkenbestimmung der Gebäudemauern von wesentlichem Einflusse die Höhe der Mauern. Der Windschub gegen die Umfangsmauer steht in geradem Verhältnisse zur Höhe der Mauer und hat zum Hebelarm die halbe Höhe derselben; der Windschub gegen das Dach aber hat zum Hebelarm die ganze Höhe der Mauer von der Sohle bis zur Dachtraufe.

Ferner ist von Einfluss die Binder- bezw. Jochweite.

Ferner ist von Einfluss die Schwere der Steine. In den vorstehend behandelten Beispielen sind durchweg Ziegel angenommen (1 cbm Ziegelmauer 1600 kg), um eine direkte Vergleichung zu gewähren; das Mauerwerk aus natürlichen Steinen ist aber erheblich schwerer, aus Sandbruchsteinen 2400 kg, und aus Granit, Syenit u. s. w. noch erheblich schwerer, sodass also Mauern aus natürlichen Steinen entsprechend schwächer sein können als Ziegelmauern.

Und ferner ist auch von Einfluss die Art des Mörtels (ob Kalkmörtel oder Cementmörtel).

Danach kommen hinsichtlich der Stärkenbestimmung der Mauern gegen Schub eine grössere Zahl von Faktoren in Betracht, und da solche sehr verschieden sind, so ist erklärlich, dass es nicht möglich ist, allgemein gültige Regeln oder Formeln dafür aufzustellen. Die bestehenden Regeln und Formeln haben also keine allgemeine Gültigkeit, sie dürfen also höchstens nur für die vorläufige Stärkenannahme benutzt werden; zur endgültigen Feststellung ist es entschieden geboten, die Untersuchung in wissenschaftlicher Weise vorzunehmen, in der Art, wie in den vorstehend behandelten Beispielen geschehen, oder auch mittelst graphischen Verfahrens.

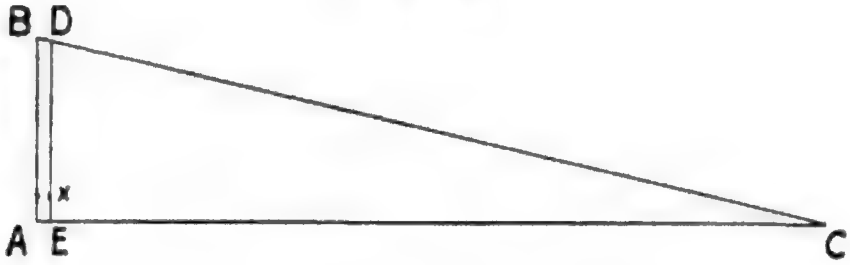
Ich will hier einige der bestehenden Regeln und Formeln anführen und einer Prüfung unterziehen.

Rondelet hat für Umfangsmauern (ohne Pfeiler), die eine Decke oder ein Dach tragen, jedoch nicht Widerlager von Gewölben sind, eingeschossig, ohne Scheidemauern (Reit- und Exerzierhäuser u. s. w.), folgende Regel angegeben: Man setze nach Abb. 362 die Höhe der Mauern vom Fussboden bis unter Bundbalken $AB = h$ mit der lichten Tiefe $AC = t$ rechtwinklig zusammen, ziehe die Hypotenuse BC, trage auf dieser

Digitized by Google

$BD = \frac{1}{12} AB$ ab, so giebt die aus D zu AB parallel gezogene Linie DE die Stärke der Mauer $AE = x$; danach ist $x = \frac{h \cdot t}{12 \sqrt{(h^2 + t^2)}}$, und es ergiebt sich danach für das vorstehende Beispiel Nr. 1 (S. 288, Abb. 355) die Mauerstärke $x = 0{,}27$ m, während sie vorhin zu 0,70 m sich ergeben hat. Ferner ergiebt die Rondeletsche Formel für Beispiel Nr. 5

Abb. 362.



die Stärke $x = 0{,}42$ m, während sie vorhin zu 1 m sich ergeben hat. Die Rondeletsche Lehre ergiebt also ganz unrichtige Werte; sie lässt unberücksichtigt die Höhe des Daches, das Gewicht des Daches und der Decke und das Gewicht der Steine; sie ist also nicht brauchbar.

Redtenbacher hat für Fabrikgebäude folgende Formeln gegeben: $x' = \frac{t}{40} + \frac{h'}{25}$; $x'' = \frac{t}{40} + \frac{h' + h''}{25}$; $x''' = \frac{t}{40} + \frac{h' + h'' + h'''}{25}$, darin bedeutet x' die Stärke der obersten Umfassungsmauern (ohne Pfeiler); x'' und x''' die Stärke für das mittlere bezw. unterste Geschoss; h' h'' h''' die Höhen der Geschosse; t die Tiefe des Gebäudes. Danach ergiebt sich für das vorstehende Beispiel Nr. 1: $x' = \frac{13{,}6}{40} + \frac{3{,}5}{25} = 0{,}48$ m, während vorstehend die Stärke sich zu 0,70 m ergeben hat; in Nr. 2 (gleiches Gebäude mit Pappdach) hat sich die Stärke zu 0,42 m ergeben, also nahezu wie die Redtenbachersche Formel. Diese lässt auch unberücksichtigt die Höhe des Daches, die Gewichte des Daches und der Decke und das Gewicht der Steine; sie ist also ebenfalls nicht allgemein gültig.

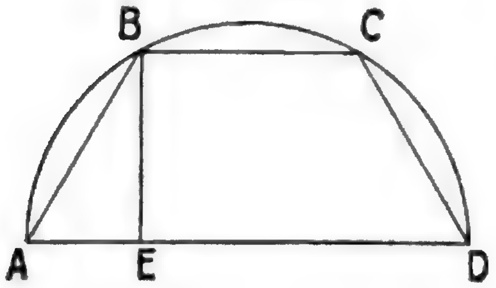
Hoffstadt hat für gewölbte Kirchen folgende Regel angegeben: Die Stärke der Umfassungsmauern und der Strebepfeiler

Digitized by Google

ist = $^1/_{10}$ der lichten Spannweite, und der Vorsprung der Strebepfeiler als das 1,4 fache der Mauer- und Strebepfeilerstärke anzunehmen.

Viollet-le-duc hat dafür folgende Regel angegeben: Man trage in den Gewölbebogen, nach Abb. 363, drei gleiche Teile *A B*, *B C* und *C D*, ziehe durch den Punkt *B* eine Vertikale, so ist *A E* die Stärke des Widerlagers (Mauerstärke + Pfeilervorsprung). — Bei Halbkreisbögen ist *A E* = $^1/_4$ des Durchmessers *A D*. — Auch diese Regeln von Hoffstadt und Viollet-le-duc haben keine allgemeine Gültigkeit; denn sie berücksichtigen nicht die Höhe der Mauern, die Höhe und das Gewicht des Daches, das Gewicht der Steine, sowie die Jochweite und die Beschränkung der Mauermasse durch die Fenster.

Abb. 363.



Nach dem Verfahren von Viollet-le-duc ergiebt sich für den Spitzbogen eine geringere Widerlagerstärke als für den Halbkreisbogen; es beruht das auf der früher allgemein gehegten Meinung, dass der Spitzbogen einen geringern Schub ausübe als der Halbkreisbogen. Diese Meinung ist aber als völlig irrig erkannt. In meiner Schrift: „Beitrag zu den Gewölbekonstruktionen, Hannover 1899" habe ich nachgewiesen, dass der Spitzbogen einen erheblich grössern Schub ausübt als der Halbkreisbogen.

Die vorstehenden Beispiele ergeben, dass auf die Stärke der Umfangsmauern einen ganz erheblichen Einfluss die Dachhöhe hat; daraus ergiebt sich die Lehre: die Dächer nicht höher zu machen, als die Rücksicht auf die Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit erfordert.

Die vorstehend angenommene $1^1/_3$fache Sicherheit gegen den Windschub ist als genügend zu erachten, da die starken Windstösse stets nur kurze Zeit wirken und somit das Beharrungsvermögen der Konstruktion des Gebäudes dem Windschube entgegenwirkt, wodurch die Wirkung des Windschubes abgeschwächt wird. Da gegen den konstant wirkenden Gewölbeschub und Erdschub $1^1/_2$—$1^2/_3$fache Sicherheit genügt, so darf man sich berechtigt halten, $1^1/_3$fache Sicherheit gegen Windschub als hinreichend zu erachten.

Es giebt nun aber verschiedene Mittel, um die Stärke der Mauern zu beschränken. Dahin gehört die Anbringung von Streben

Digitized by

vor der Innenseite der Mauern nach Abb. 364; ferner die Anwendung von Kopfbändern an den Säulen bezw. Trägerständern, nach Abb. 365, falls dieselben angewandt werden dürfen und nicht, wie in schwer belasteten Magazingebäuden, in denen oftmals ein sehr ungleiche Lastverteilung stattfindet, unzulässig sind; ferner die Herstellung der Unverschieblichkeit der Decke

Abb. 364.

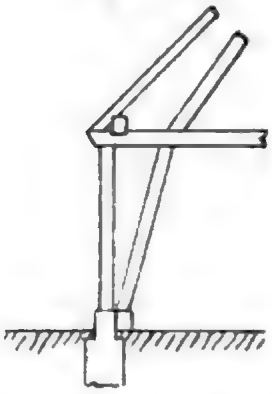
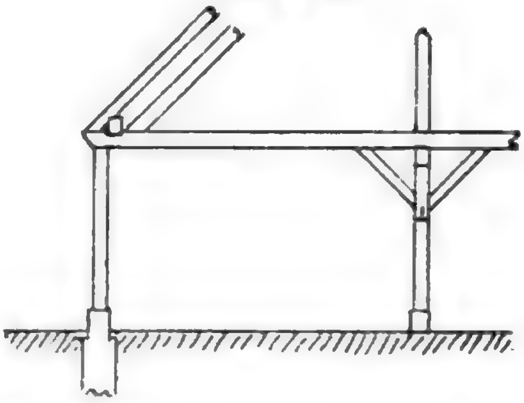


Abb. 365.



durch Diagonalverband nach Abb. 366 (ähnlich einem flachliegenden Fachwerksträger), sodass der von den Giebelmauern gewährte grosse Widerstand die Verschiebung der Frontmauern verhindert. Sind keine oder keine genügend vollen Giebelmauern vorhanden, wie bei offenen Hallen u. s. w., so stellt man nach Abb. 367 an den Enden starke Pfeiler oder Türme her. Ein anderes Verfahren besteht darin, dass man die Dachkonstruktion im festen Dreiecksverbande, wie Abb. 368 zeigt, nach unten fortsetzt und die unteren Enden mit dem Mauerwerke verankert. In diesem Falle ist das Verhalten ein wesentlich anderes, als das in den vorstehenden Beispielen, speziell in Abb. 355, S. 287 angegebene und angewandte. Es bilden dann Dachwerk und Umfangsmauern einen einheitlichen Körper, der beim Umsturze im ganzen um die Kante B kippt, wie Abb. 369 zeigt. Für diesen Fall ist dann auch die Berechnung des Schubmomentes und des Widerstandsmomentes eine ganz andere, als die

Abb. 366.

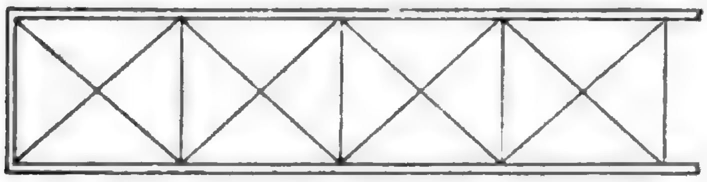
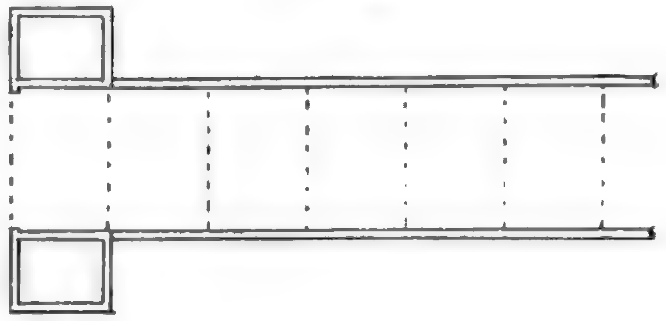
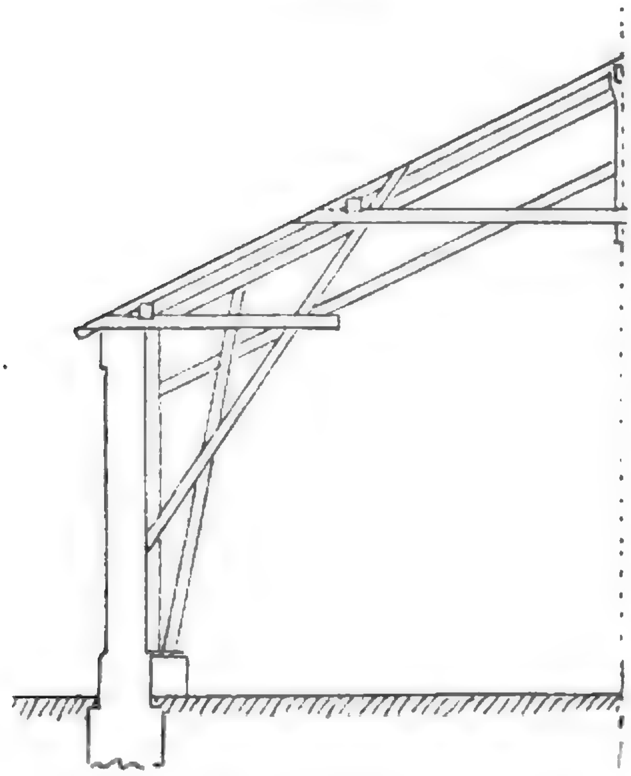


Abb. 367.



in den vorstehenden Beispielen angewandte. Das Schubmoment ergiebt sich hier als das Produkt aus Höhe $A\,C_1 \times$ Länge $\times$ 125 kg/qm $\times$ Hebelarm $\frac{A\,C_1}{2}$, und das Widerstandsmoment als Produkt des in der Schwerlinie $C\,D$ wirkenden Gesamtgewichtes $G \times$ Hebelarm $B\,D$.

Abb. 368.



Bei leichten Schuppen, Feldscheunen u. s. w., welche keine Umfangsmauern haben, verschafft man sich, falls das Widerstandsmoment nicht hinreichend ist, den Widerstand gegen Kippen durch Erdschrauben, wie in Abb. 370 angedeutet. Das Dach ist mit den Wänden durch Eisen fest zu verbinden.

Die Mauern mit Pfeilern stellen sich, wie auch die vorstehenden Beispiele zeigen, erheblich vorteilhafter als Mauern ohne Pfeiler und sind daher auch bei Gebäuden in vielen Fällen vorzuziehen. Für gewöhnliche Wohngebäude aber empfehlen sie sich deshalb nicht, weil dabei die Stärke der Mauern in Rücksicht des Schutzes gegen das Wetter so gross angenommen werden muss, dass sie ohne Pfeiler genügend standfähig sind.

Abb. 369.

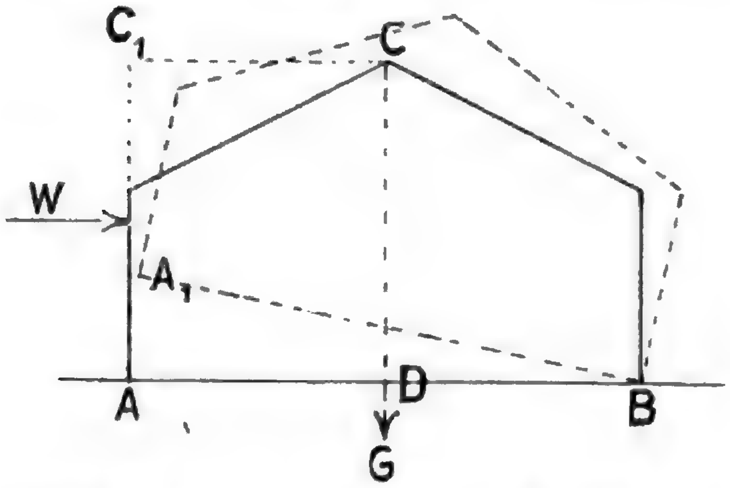
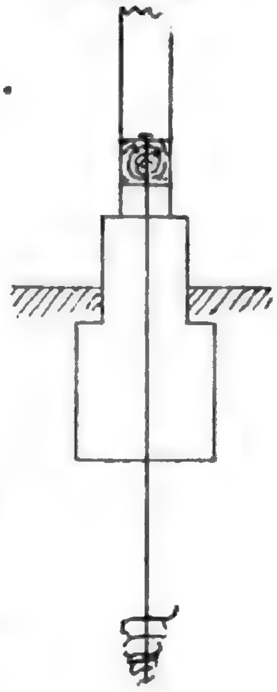


Abb. 370.



Die Absätze der Umfangsmauern. Früher war es üblich, unter den in die Mauern eingreifenden Balken Mauerlatten zu legen, wie Abb. 371 zeigt, einesteils um das Verzimmern und Verlegen der Balkenlagen zu erleichtern, anderenteils um eine Druckverteilung der Balkenlast herbeizuführen, was besonders über den Thür- und Fensterbögen von Nutzen ist. Diese Anordnung führte dann darauf, in jedem Geschosse an der Innenseite der Mauern einen Absatz von 13—15 cm herzustellen, sodass die Mauerlatte eine freie Lage erhält, was entschieden günstiger ist, als wenn nach Abb. 372 die Mauerlatte ins Innere des Mauerwerks zu liegen kommt, wie es der Fall ist, wenn sich an der Innenseite der Mauer ein Absatz nicht befindet; denn alsdann wird nicht nur die Mauerstärke der ganzen Länge der Mauer nach in nachteiliger Weise geschwächt, da nach dem Schwinden des Holzes das darüber stehende Mauerwerk nicht mehr unterstützt ist, sondern es ist auch die eingeschlossene Mauerlatte dem Faulen und der Schwammbildung mehr ausgesetzt. Sonach ist bei Anwendung einer Mauerlatte die Anordnung eines Absatzes geboten. Wie aber früher angegeben, ist es in statischer Hinsicht in vielen Fällen zulässig, in je zwei, ja auch in je drei Geschossen die gleiche Mauerstärke anzunehmen; man ist daher dazu übergegangen, die Mauerlatten fortzulassen, die Balken direkt auf das Mauerwerk zu legen und nötigenfalls über Thür- und Fensterbögen Eisenträger zu legen. Ein anderes, im Mittelalter gebräuchliches Verfahren besteht darin, die Balken nicht in die Mauer eingreifen zu lassen, sondern sie auf eingemauerte Quader-Konsolen zu legen, und zwar entweder nach Abb. 373 unter jedem Balkenende eine Konsole anzubringen, oder nach Abb. 374 über den in grösseren Entfernungen eingemauerten

Abb. 371.

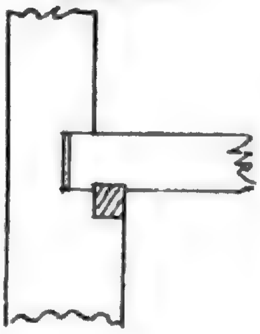


Abb. 372.

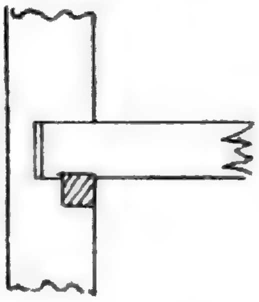


Abb. 373.

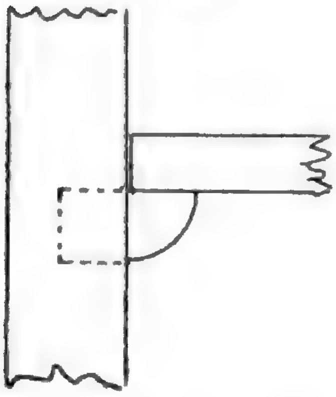
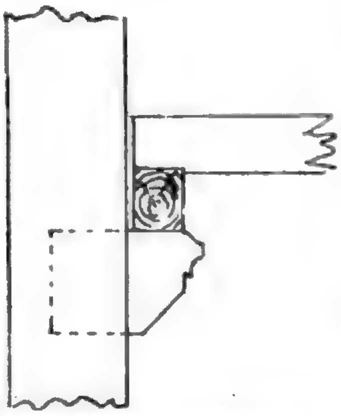
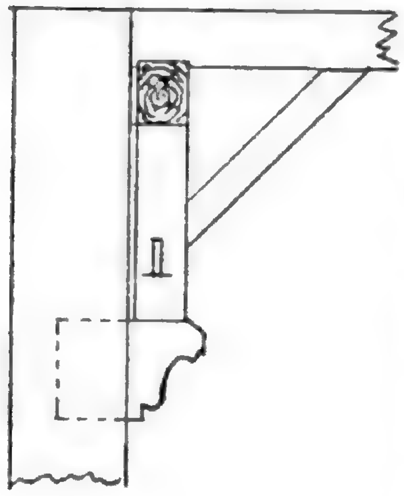


Abb. 374.



Konsolen einen Holzträger zur Unterstützung der Balken anzuwenden. Oberhalb der eingemauerten Konsolen muss hinreichende Mauermasse vorhanden sein, um das Aufkippen der Konsolen zu verhindern, andernfalls müssen nach Abb. 375 die Konsolen tiefer gesetzt werden. Diese Konstruktionen haben das Gute, dass die Mauern nicht durch die eingreifenden Balken geschwächt werden und dass alles Holzwerk, völlig frei vor der Mauer liegend, von der Feuchtigkeit des Mauerwerks nicht zu leiden hat und, falls es schadhaft geworden ist, leicht ausgewechselt werden kann. Wenn die Balkenenden in die Mauer eingreifen, so ist besondere Vorsicht geboten, um die Zerstörung derselben durch Fäulnis und Schwamm zu verhindern. Es muss daher die Übertragung der Mauerfeuchtigkeit auf das Holz verhindert und das Umspielen der Luft um die Balkenenden ermöglicht werden. Deshalb ist vor den Hirnenden der Balken ein freier Luftraum (sog. Luftkammer) von $2^1/_2$—3 cm Weite herzustellen und an die Seiten der Balken das Mauerwerk trocken (ohne Mörtel) anzuschliessen. Auch empfiehlt es sich, die Balkenenden seitlich und vor Hirn mit Zinkchlorid zu streichen, zur Verhinderung der Schwammbildung. Das früher vielfach angewandte Bestreichen der Balkenenden mit Teer, besonders vor Hirn, hat sich als höchst nachteilig erwiesen und ist daher entschieden verwerflich; es werden dadurch die Poren des Holzes, besonders an den Hirnenden, so dicht verschlossen, dass die im Holze befindliche Feuchtigkeit nicht heraustreten kann, sodass dadurch die baldige Zerstörung veranlasst wird. Auch das früher vielfach angewandte Ummauern der Balkenenden mit Lehm hat sich als sehr nachteilig erwiesen und ist daher gleichfalls entschieden verwerflich; es geschah das, um die angreifende Einwirkung des Ätzkalkes von dem Holze abzuhalten. Aber diese Einwirkung ist eine so geringe, dass ein Nachteil dadurch nicht veranlasst wird, sie hört sehr bald, nach dem Trocknen des Mörtels und durch Aufnahme von Kohlensäure, auf, wie solches die Erfahrung ergeben hat. Dagegen wirkt der Lehm in hohem Grade nachteilig, da er Feuchtigkeit hartnäckig anhält und dadurch Fäulnis und Schwammbildung befördert. Am

Abb. 375.



besten ist es, wie vorhin bemerkt, die Steine trocken, ohne Mörtel, an das Holz zu setzen; die Anwendung von Mörtel hat keinen Nutzen, da der Mörtel an Holz nicht bindet, der Mörtel hat aber den Nachteil, dass er das günstige Umspielen der Luft verhindert.

Um das Ausweichen der Umfangsmauern nach aussen zu verhindern, müssen an beiden Enden durchgehender Balken, welche über einem Mauerschaft (nicht über Thür- oder Fensterbögen) liegen, in Entfernungen von 2—3 m eiserne Anker (Balkenanker) angebracht werden, wie die Abb. 376, 377, 378 zeigen. Die Splinte werden entweder ins Innere der Mauer oder aussen vor die Mauer gesetzt; im letztern Falle wendet man auch gusseiserne Ankerplatten an. Anker und Splinte werden aus Flacheisen von etwa $3\frac{1}{2}$ cm $\times$ 1 cm Stärke gefertigt.

Abb. 376.

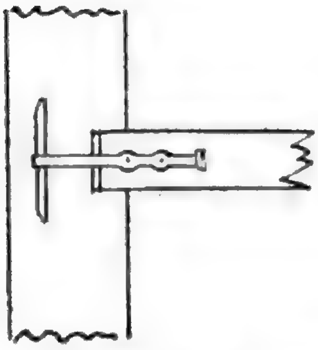


Abb. 377.

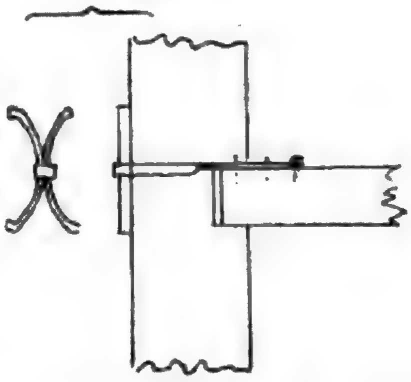
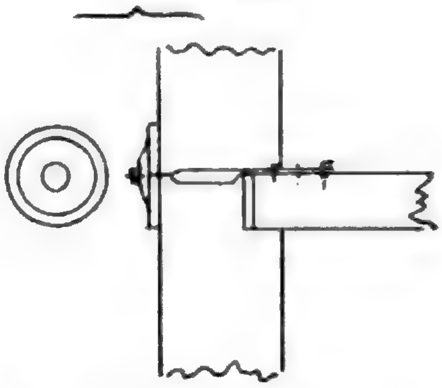


Abb. 378.



Sind die Umfangsmauern nach aussen in gleicher Vertikalebene aufgeführt, die Absätze also nur an der Innenseite angeordnet, so ergiebt sich eine excentrische Druckwirkung; es empfiehlt sich daher, auch an der Aussenseite Absätze anzuordnen, was auch in ästhetischer Hinsicht sich empfiehlt; besonders bei hohen Gebäuden wünscht das ästhetische Gefühl dringend, dass aussen die oberen Mauerflächen gegen die unteren zurücktreten. Es ist indes keineswegs als geboten zu erachten, die Mauern der oberen Geschosse genau in die Mitte zu stellen, es würde dadurch auch nicht völlige Centricität erreicht werden, da auf die inneren Seiten die Last der Decken wirkt; man kann also sehr wohl bei Anwendung der äusseren Absätze durch das ästhetische Gefühl sich leiten lassen. Ergiebt sich dann eine Excentricität, so ist solche in den Grundmauern aufzuheben bezw. zu beschränken.

Die Stärke der Turmmauern bestimmt man in der Weise, dass man die Höhe in Geschosse von 4—5 m einteilt,

Digitized by Google

für das oberste Geschoss die unter Berücksichtigung der Fensteröffnungen angemessene Stärke feststellt, etwa 60—75 cm, sodann nach unten in jedem Geschosse eine solche Verstärkung annimmt, dass nirgends die zulässige Belastung überschritten wird; die Absätze sind teils an der innern, teils an der äussern Seite anzuordnen. Von einigen Autoren ist die Verstärkung ohne weiteres zu 13—15 cm in jedem Geschosse angegeben; das ist aber in solchen Fällen, in denen grössere Öffnungen vorhanden sind, nicht ausreichend. Bei den Türmen der evangel. Garnisonkirche in Hannover beträgt die Stärke im obersten Geschosse 0,75 m und im untersten Geschosse, in welchem alle 4 Seiten grosse Durchgangsöffnungen haben, 2,5 m; ungeachtet dieser grossen Verstärkung beträgt doch der Druck über dem Sockel etwa = 8 kg/qcm, also für gewöhnliches Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk zu viel. Hätte man der vorbezeichneten Angabe gemäss die vom Sockel bis Helm 40 m betragende Höhe in 8 Geschosse zu je 5 m Höhe geteilt, die Mauerstärke des obersten Geschosses zu 75 cm und die Verstärkung in jedem der 7 unteren Geschosse zu 13 cm angenommen, so würde für das unterste Geschoss die Stärke zu 75 cm + 7 · 13 cm = 1,66 m sich ergeben haben, was in diesem Falle offenbar zu gering gewesen wäre. Es ergiebt sich daraus, dass bei Turmmauern die Absätze nicht so, wie es bei gewöhnlichen Gebäuden üblich ist, angenommen werden dürfen, sondern so, dass nirgends ein grösserer als der zulässige Druck stattfindet. — Ferner ist man darauf hingewiesen, Ausnischungen (unter den Fensteröffnungen u. s. w.) in thunlichst zulässiger Weise vorzunehmen, einesteils um an Mauerwerk zu sparen, andernteils um die Belastung zu beschränken. Bei den starken in Kalkmörtel ausgeführten Turmmauern tritt der Übelstand des ungleichen, im Innern sehr verzögerten Austrocknens und infolge davon des ungleichen Setzens in hohem Grade ein. Man stellt daher im Innern vertikale Kanäle her. Bei Bruchsteinmauerwerk ist das bedenklich, weil dadurch der Zusammenhang des Mauerwerks beeinträchtigt wird. Es ist daher vorzuziehen, Cementmörtel u. s. w. anzuwenden. Es ist in diesen Beziehungen auf die früheren Erörterungen Bezug zu nehmen.

Ferner ist der Windschub in Betracht zu ziehen. Von alters her ist es üblich, den obern Teil der Türme (wie auch hohe Schornsteine) achteckig oder rund herzustellen. Über den Windschub darauf sind die Ansichten verschieden. Mehrere Autoren ermitteln den Windschub gegen einen achteckigen Turm auf 1 m der Höhe wie folgt. Der Wind wirke nach

Digitized by Google

Abb. 379 rechtwinklig gegen die mittlere Achteckseite $C\,D = a = 0{,}414\,A\,B$, dann ist der Windschub gegen diese Fläche $W_1 = a \cdot 125$ kg. Der Windschub W_2 gegen die schräge Fläche $C\,E$ ist $\overline{A\,C} \cdot 125\ \text{kg} = a \cdot \sin 45^0 \cdot 125\ \text{kg} = a \cdot 0{,}707 \cdot 125\ \text{kg}$; derselbe zerlegt sich in die 2 Seitenkräfte b und c, jede $= 0{,}707 \cdot a \cdot \sin 45^0 = 0{,}5\,a$. An der andern schrägen Fläche $D\,F$ findet die gleiche Zerlegung statt; die beiden Seitenkräfte b und b vereinigen sich zu der Mittelkraft $d = 0{,}707\,a \cdot 125$ kg. Die beiden Seitenkräfte c und c äussern keine Wirkung, da zwischen dem Mauerwerk und der Luft keine Reibung vorhanden

Abb. 379.

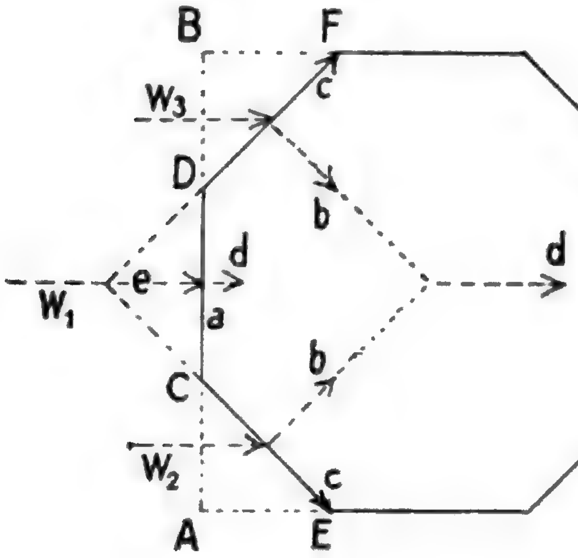
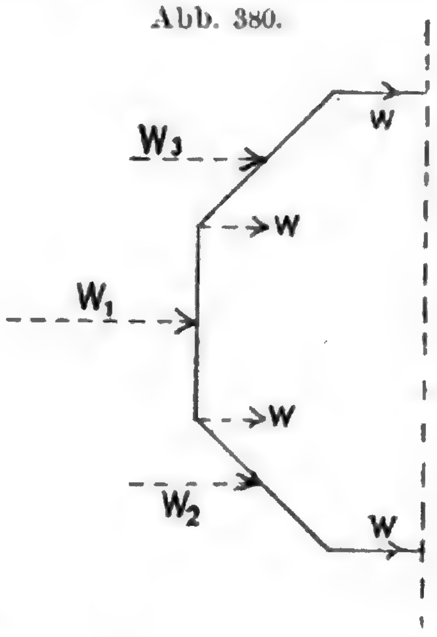


Abb. 380.



ist; sonach würde der Gesamtschub sein $W_1 + W_2 + W_3 = a \cdot 125\ \text{kg} + 0{,}707\,a \cdot 125\ \text{kg} = 1{,}707 \cdot 0{,}414\,\overline{A\,B} \cdot 125\ \text{kg} = 0{,}707\,\overline{A\,B} \cdot 125$ kg. Danach würde für $A\,B = 10$ m der Gesamtdruck auf 1 m Höhe sich ergeben $W_1 + W_2 + W_3 = 884$ kg. — Diese Auffassung ist aber als richtig nicht anzuerkennen. Die bei der Zerlegung von W_2 und W_3 sich ergebenden Seitenkräfte c und c müssen hinsichtlich ihrer Wirkung in Rechnung gebracht werden. Dieselben vereinigen sich zu einer Mittelkraft e, welche gleiche Grösse und gleiche Richtung hat als die vorhin gefundene Mittelkraft d, sodass also der Gesamtschub sich ergiebt: $W_1 + W_2 + W_3 = a \cdot 125\ \text{kg} + 2 \cdot 0{,}707\ \text{a} \cdot 125\ \text{kg} = 2{,}414\,a \cdot 125$ kg, also für das vorhin angenommene Beispiel $\overline{A\,B} = 10\ \text{m} = 2{,}414 \cdot 4{,}14 \cdot 125\ \text{kg} = 1250$ kg. Danach ergiebt sich also der Windschub als das Produkt aus der zur Windrichtung rechtwinkligen Projektionsebene $A\,B \times 125$ kg/qm. Dasselbe Resultat ergiebt auch folgende Behandlung nach Abb. 380. Die beiden Schubkräfte W_2 und W_3 können

Digitized by

zerlegt werden in die 4 Parallelkräfte w, welche in den Eckpunkten der schrägen Seitenflächen angreifen und wovon jede $= \frac{1}{2} W_2 = \frac{1}{2} W_3$ ist. Die Mittelkraft dieser 4 Parallelkräfte $w = W_2 + W_3$ fällt mit der mittelsten Schubkraft W_1 zusammen, sodass also der Gesamtschub ist $W_1 + W_2 + W_3$ wie vorhin. Dieses Ergebnis ist auch durch folgende Erwägungen als richtig zu erachten. Der Turmkörper hat die volle Wucht des in der Breite der Projektionsebene AB (Abb. 381) wirkenden Windstromes zu erleiden; dieser Luftstrom besteht aus einer unendlich grossen Zahl von gleich grossen Parallelkräften, welche auf jedes Teilchen der von ihnen getroffenen Flächen einen gleich starken

Abb. 381.

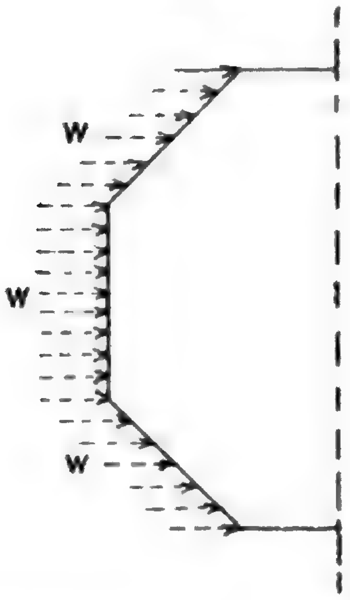
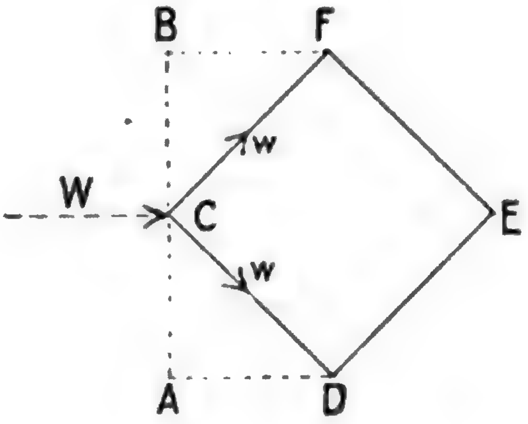


Abb. 382.

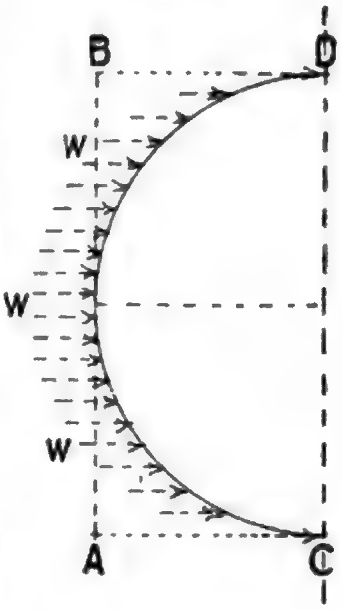


Stoss ausüben und erst dann entweichen. Alle Teilchen der abgeschrägten Flächen haben den Stoss der gegen sie wirkenden Windstrahlen zu erleiden, sonach ist die Mittelkraft aller parallelen, gleich starken Windstrahlen $= \overline{AB} \cdot 125$ kg und es muss eine gleich grosse, entgegengesetzte Gegenkraft den Gleichgewichtszustand herstellen. Die Schräge der Seitenflächen ist insofern günstig, als sie die Ablenkung der Luftmasse befördert, aber den ersten Stoss derselben verhindert sie nicht. Dass die Wirkung der bei der Zerlegung des Windschubes in die Richtung der schrägen Flächen fallenden Seitenkräfte (in vorstehender Abb. 379 mit c und c bezeichnet), nicht $=$ Null ist, ergiebt auch die folgende Betrachtung. Der nach Abb. 382 rechtwinklig zur Diagonale DF eines quadratischen Turms gerichtete Windstrom wirkt auf die beiden Seitenflächen CD und CF, deren Projektion ist $AB =$ der Diagonale DF. Die Mittelkraft des in der Breite AB strömenden Windes W wirkt in der Mitte von AB,

also gegen die Kante *C*. Dieselbe zerlegt sich daselbst in die beiden Seitenkräfte *w* und *w*, welche in die schrägen Seitenflächen *C D* und *C F* fallen; wäre nun deren Wirkung = Null, so würde in diesem Falle der ganze Windschub gegen den Turm = Null sein, was offenbar falsch ist. Die fragliche Theorie ist also auch hiernach als unrichtig zu erklären. Die beiden Seitenkräfte *w* und *w* vereinigen sich zu einer Mittelkraft von gleicher Grösse und Richtung als *W*.

Die Projektionsebene *A B* = der Diagonale *D F* des vorhin behandelten quadratischen Turms ist 1,414 mal so gross als eine Seite des Quadrats; wird letztere nun in Übereinstimmung mit dem vorhin um das Achteck umschriebenen Quadrat zu 10 m angenommen, so ist *A B* = *D F* = 14,14 m, und sonach der Windschub in der Breite der Diagonale auf 1 m Höhe = 14,14 · 125 kg = 1768 kg. Hinsichtlich des Windschubes ist also der achteckige Turm erheblich günstiger als der quadratische Turm. Noch günstiger ist der runde Turm, dabei ist nach Abb. 383 die in Rechnung zu bringende Projektionsebene *A B* = dem Durchmesser *C D*, und zwar bei **jeder** Windrichtung. Es ist also die Bevorzugung des achteckigen und runden Querschnitts für Türme und hohe Schornsteine völlig berechtigt.

Abb. 383.



Der **Turmhelm**, mag er nun in Holz- oder Eisenkonstruktion ausgeführt sein, muss mit dem Mauerwerk in sicherer Weise **verankert** werden, und zwar müssen die eisernen Anker so tief herab geführt werden, dass durch die Erschütterungen des Helmes, welche derselbe durch den Wind zu erleiden hat, das Mauerwerk nicht aufgelockert werden kann. **Moller** hat zwar gefunden, dass viele im Mittelalter ausgeführten Turmhelme mit dem Mauerwerk **nicht** verankert sind und sich trotzdem als völlig standsicher erwiesen haben, sowie dass bei neueren Türmen, bei denen der Helm mit dem Mauerwerk verankert war, dieses durch die Erschütterungen aufgelockert ist; danach hat **Moller** die Lehre aufgestellt, den Turmhelm mit dem Mauerwerk **nicht** zu verankern, sondern ihn ohne weitere Verbindung mit dem Mauerwerk auf dieses zu stellen. Die mittelalterlichen Turmhelme sind aus sehr

Digitized by Google

starken schweren Eichenhölzern hergestellt, sodass dieselben ein so grosses Gewicht haben, dass sie dadurch gegen das Umkippen gesichert sind. Heutigestags aber verwendet man nicht das sehr kostbar gewordene Eichenholz, sondern das erheblich billigere Nadelholz, und dieses aus Ersparungsrücksichten in möglichst geringen Stärken, sodass das Gewicht ein erheblich geringeres ist und deshalb die feste Verankerung mit dem Mauerwerk nicht unterbleiben darf. In neuerer Zeit sind eine grössere Zahl von Turmhelmen, welche nicht verankert waren, durch den Sturm herabgeworfen. Damit nun aber durch die Verankerung das Mauerwerk nicht aufgelockert werde, müssen die Anker, wie vorhin bereits bemerkt, weit genug nach unten herabgeführt werden. Dieses Maass ist abhängig von der Höhe des Helmes.

Die Stärke der Gebäudemauern aus Bruchsteinen in Kalkmörtel muss im allgemeinen grösser sein als die der Ziegelmauern. Hinsichtlich der zulässigen Belastung ist im § 97 angeführt, dass solche für Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel zu 7 kg/qcm und für Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel zu 5 kg/qcm anzunehmen ist. Es muss aber beachtet werden, dass für Bruchsteinmauern eine geringere Stärke als 45—60 cm überhaupt nicht statthaft ist, nämlich für schichtmässige, lagerhafte Bruchsteine mindestens 45 cm und für rauhe, unregelmässige Bruchsteine mindestens 55—60 cm für Mauern der gewöhnlichen Geschosshöhe. Auch ist ferner zu beachten, dass die porösen Sandsteine die Nässe durchlassen und dass dichte Gesteine beim Temperaturwechsel an der Innenseite schwitzen. Deshalb hintermauert man das Rauhsteinmauerwerk mit Ziegeln oder führt hinter demselben eine getrennte Ziegelwange auf, die durch Binder mit dem Rauhsteinmauerwerke verbunden wird, wie es bei Hohlmauern üblich ist.

§ 137. Thür- und Fensteröffnungen.

Die Maassen derselben in den gewöhnlichen Wohngebäuden u. s. w. sind im Lichten die folgenden: äussere Thüren (Hausthüren), zweiflügelige 1,45—1,50 m breit, 2,85—3 m hoch; einflügelige 1,05—1,20 m breit, 2,50—2,80 m hoch; Thore 2,70—3 m breit, 3,80—4,50 m hoch; innere Thüren, einflügelige 0,90—1,05 m breit, 2,20—2,50 m hoch; zweiflügelige 1,32—1,50 m breit, 2,75—3 m hoch; Fenster, zweiflügelige 0,90—1,10 m breit, 1,90—2,50 m hoch.

Digitized by Google

Konstruktion der Thür- und Fensteröffnungen. Die äusseren Thüren schlagen entweder stumpf vor die äussere oder innere Seite der Mauer, nach Abb. 384, oder gegen einen Anschlag. Vor der äussern Seite der Mauer bringt man die Thüren nur bei untergeordneten Gebäuden (Viehställen, kleinen Nebengebäuden u. s. w.) an. Die stumpf vor die Aussenseite

Abb. 384.

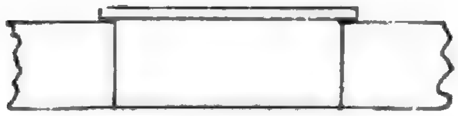
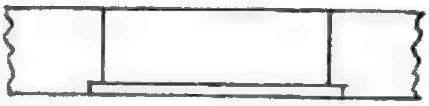


Abb. 385.



schlagenden Thüren haben vom Wetter sehr zu leiden, sie gewähren auch keinen dichten Verschluss, und durch die obere Fuge sowie durch die seitlichen Fugen dringt das Regenwasser ein. Besser ist schon der Verschluss, wenn die Thür, nach Abb. 385, in einen Falz schlägt, aber auch dann wird ein einigermaassen dichter Verschluss nicht erreicht; solchen erlangt man nur dann, wenn Holz gegen Holz schlägt. Zu dem Zwecke wendet man hölzerne Zargen (Block- oder Bohlenzargen) oder einen Blendrahmen an. Der Blendrahmen wird entweder vor der Mauerfläche mittelst Schraubenanker angebracht oder aber meistens hinter einem Anschlage *a*, nach Abb. 386, gleichfalls durch eingemauerte Schraubenanker (6—10 Stück) gehalten.

Abb. 386.

Auch für die Fenster wird meistens ein Anschlag hergestellt, hinter welchem der Blendrahmen mittelst 6—10 Bankeisen befestigt wird. Der Anschlag der Thüren und Fenster wird $6\frac{1}{2}$—9 cm breit hergestellt, die äussere Leibung, wenn Ziegelmauerwerk, 12 oder 25 cm, und wenn Quader, 20—30 cm breit. Die äussere sowie die innere Leibung werden entweder rechtwinklig oder schmiegig ausgeführt. Die letztere Anordnung ist zur Sicherung der Mauerkanten, sowie wegen des Aufschlagens der Thür- und Fensterflügel und bei Fenstern auch wegen des Einfallens der Lichtstrahlen günstiger, aber in der Ausführung etwas schwieriger als die erstere. Die Seiten der Thür- und Fensteröffnungen (die sog. Thürecken bezw. Fensterecken) werden aus Mauerwerk oder aus Quaderwerk hergestellt. Die Ausführung aus Ziegeln ist bereits im § 53 angegeben. Die Herstellung der Thür- und Fensterecken, besonders mit An-

Digitized by Google

schlag, aus harten Rauhsteinen ist schwierig und kostspielig; es werden daher verschiedene Mittel angewandt, um die Schwierigkeit zu beseitigen bezw. zu mindern. Dahin gehört die Ausführung der Ecken aus Ziegeln nach Abb. 387 oder nach Abb. 388, ferner die Anwendung einer hölzernen Zarge und ferner die Anwendung von Quadergewänden mit Sturz. Die Fensterecken hat man mehrfach auch nach Abb. 389 ohne Anschlag ausgeführt, den Blendrahmen möglichst anschliessend eingepasst, auf beiden Seiten durch Bankeisen befestigt, die Fuge mit Cementmörtel oder Ölkitt gedichtet und auf der innern

Abb. 389.

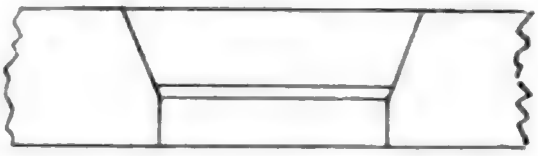


Abb. 387. Abb. 388.

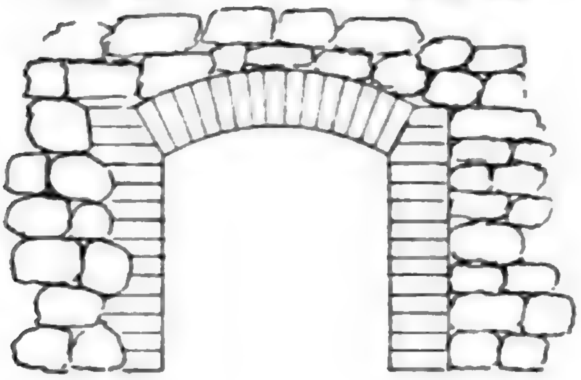
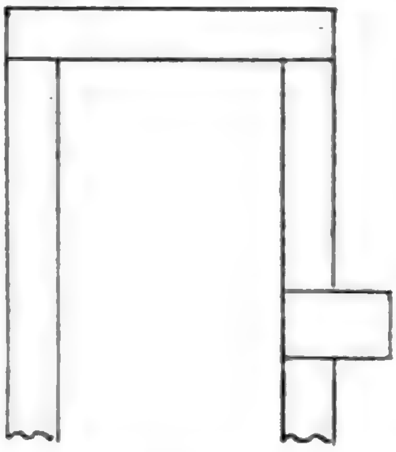


Abb. 390. Abb. 391.



Seite durch den Putz der innern Leibung verdeckt. Die beste Einfassung der Thür- und Fensteröffnungen ist die aus harten Quadern oder aus Beton u. s. w. Die Gewände, 20—30 cm im Quadrat stark, werden der Höhe nach aus einem Stücke, wie Abb. 390 zeigt, oder aus mehreren Stücken mit Bindern nach Abb. 391 hergestellt, entweder schlicht oder gegliedert. Hat die ganze Mauer Quaderverblendung, so lässt man auch die Quaderschichten zur Bildung der vordern Leibung und des Anschlags durchgehen.

Die äusseren Thüröffnungen erhalten eine Schwelle, am besten aus hartem Quadergestein in einem Stück, sodass keine nach oben freie Stossfuge entsteht; dieselbe kommt mit ihrer Oberfläche in gleiche Höhe zu liegen mit dem anschliessenden Fussboden, da ein Absatz für den Verkehr ungünstig ist. Vor den Thoren werden Radpreller von Stein oder Gusseisen

Digitized by Google

angebracht. Unter den Fensteröffnungen wird eine Sohlbank angebracht. Dieselbe wird am besten gleichfalls aus einem Quaderstück gebildet, da nach oben freie Fugen das Wasser eindringen lassen, wodurch eine starke Durchfeuchtung und Verwitterung des anschliessenden Mauerwerks veranlasst wird. Wie Abb. 392 zeigt, erhält die Sohlbank oberhalb eine angemessene Abwässerung (den sog. Wasserschlag) und an der obern hintern Kante einen Falz, $2^1/_2$—3 cm hoch, vor welchem der Blendrahmen zu stehen kommt, sodass der Wind das Wasser nicht nach hinten einpressen kann. Nach aussen erhält die Sohlbank einen angemessenen Vorsprung vor der Mauerfläche und unterhalb eine Unterschneidung (sog. Wassernase), um zu

Abb. 392.

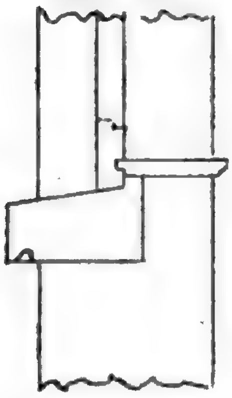


Abb. 393.

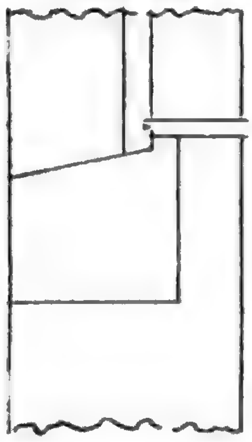
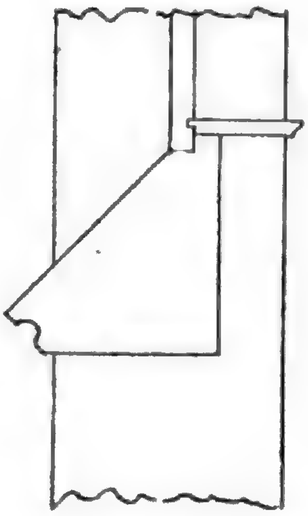


Abb. 394.



verhindern, dass das von der Sohlbank abfliessende Wasser sich nicht vermöge der Adhäsion der Mauerfläche mitteilen kann, weil dadurch eine starke Durchfeuchtung und Verwitterung des Mauerwerks unterhalb der Sohlbank veranlasst wird. Schon in der griechischen und römischen Bauperiode ist diese Anordnung angewandt. In der romanischen Bauperiode hat man dagegen die Fenstersohlbank ohne Vorsprung, wie Abb. 393 zeigt, hergestellt. Diese Art hat sich aber durch die Erfahrung als höchst unzweckmässig erwiesen; das gegen die Mauerfläche oberhalb des Fensters und gegen das Fenster selbst geschlagene Wasser, welches auf die Oberfläche der Sohlbank gelangt, fliesst an deren Vorderfläche und an der darunter befindlichen Mauerfläche herab, dringt in das Mauerwerk und bewirkt eine starke Verwitterung. In der folgenden gotischen Bauperiode hat man diesen grossen Übelstand erkannt und daher die Sohlbank entschieden zweckmässiger konstruiert, wie Abb. 394 zeigt, nämlich

Digitized by Google

genügend weit vortretend, mit stark unterschnittener Gliederung und mit einem sehr starken Wasserschlage versehen. Bei grossen Fenstern und starken Mauern hat man die Sohlbank nicht in einem Stück herstellen können, die Teile sind dann gefalzt, wie Abb. 395 zeigt. Man hat die Sohlbänke auch aus hart gebrannten oder glasierten Ziegeln ausgeführt, wie Abb. 396 zeigt.

Die Brüstungsmauer unterhalb der Sohlbank wird bei Wohngebäuden u. s. w. gewöhnlich nur 1 Stein = 25 cm stark, besser in zwei Wangen von je $^1/_2$ Stein, mit hohlem Zwischenraum, also 32 cm stark hergestellt, um das Heraussehen aus dem Fenster zu erleichtern, wie in Abb. 397 angegeben ist.

Abb. 395.

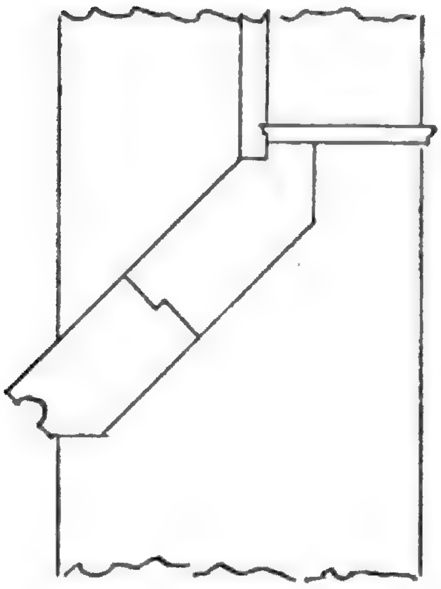


Abb. 396.

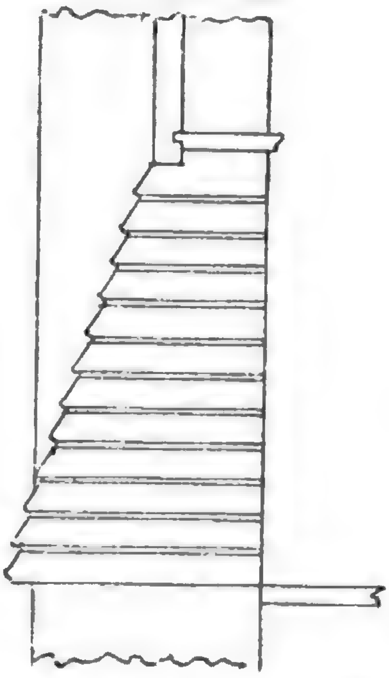
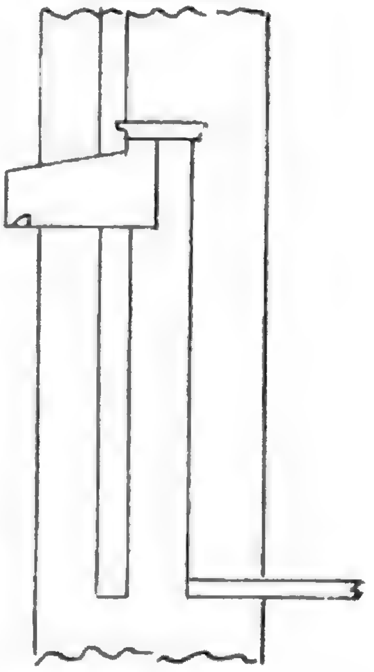


Abb 397.



Die Flächen der Sohlbänke, der Gewände und des Sturzes, welche an das Mauerwerk anschliessen, müssen isoliert werden.

Die Überdeckung der Thüren und Fensteröffnungen in der Breite der vordern Leibung wird beschafft durch einen Quadersturz oder durch einen Bogen oder durch eiserne Balken. Der Quadersturz hat nur eine geringe Tragfähigkeit, derselbe kann daher nur bei schmalen Öffnungen direkt übermauert werden; bei grösseren Öffnungen muss über demselben nach Abb. 220, S. 193 ein Entlastungsbogen hergestellt werden. Der Zwischenraum zwischen Sturz und Entlastungsbogen bleibt während der Bauzeit frei, sodass durch Setzen des Bogens kein Druck auf den Sturz ausgeübt wird. Wenn weiteres Setzen nicht mehr zu erwarten ist, wird der Zwischenraum ausgemauert, aber zu

Digitized by Google

völliger Sicherheit so, dass unter dem Bogen eine mörtelfreie Fuge von etwa 5 mm verbleibt. Der hintere Teil der Überdeckung in der Breite der innern Leibung wird durch einen Bogen oder durch eiserne Balken bewirkt. Ist der Vorderbogen ein Halbkreis u. s. w., so wird in der Breite der hintern Leibung ein Flachbogen hergestellt, wie Abb. 398 zeigt, damit die Anbringung eines Rouleau über dem höchsten Punkte der Fensteröffnung möglich ist. Die Anwendung des scheitrechten Bogens ist verwerflich aus den im § 105 angegebenen Gründen.

Ist das Widerlager der Thür- und Fensterbögen nicht genügend stark, so muss eine Verankerung hergestellt werden.

Die aussergewöhnlich grossen Fenster, z. B. die grossen Kirchenfenster u. s. w., werden meistens durch Pfeiler oder Säulen oder Steinrippen, nötigenfalls verstärkt durch Eisen-

Abb. 398.

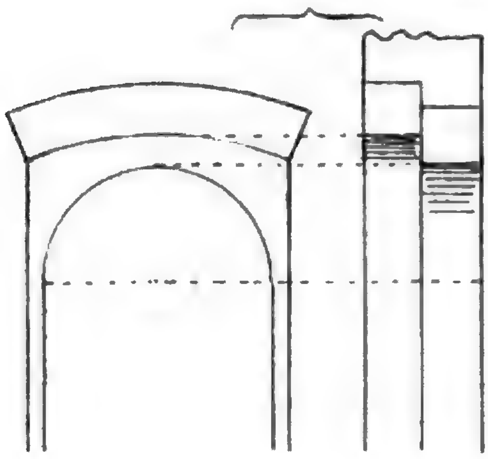


Abb. 399.

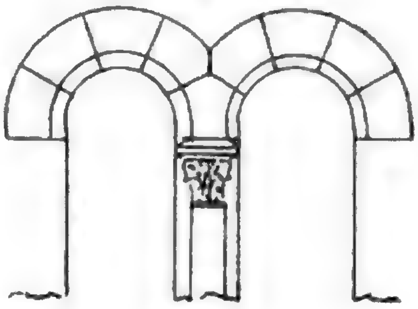
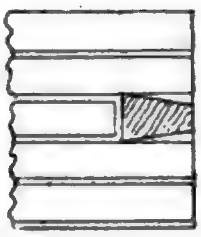


Abb. 400.



schienen, in Abteilungen zerlegt. Es kommen auch sog. gekuppelte Fenster in Anwendung; das sind Gruppen von zwei oder drei kleineren Fenstern, welche durch schmale Pfeiler oder durch Säulen geschieden sind, wie Abb. 399 zeigt.

Die inneren Thüren erhalten meistens Futter und Bekleidung; zu deren Befestigung muss entweder eine Block- oder Bohlenzarge angebracht oder es müssen Holzklötze eingemauert werden, an jeder Seite 3—4 Stück; oberhalb wird ein Bohlenstück eingelegt und über demselben der Bogen gespannt. Die Klötze werden 12 cm breit, $8\frac{1}{2}$ cm stark aus trockenem Holze, am besten aus Eichenholz, schwalbenschwanzförmig hergestellt, wie Abb. 400 zeigt. Die Anwendung dickerer Klötze (2 Ziegelschichten dick) ist verwerflich, weil solche durch das stärkere Schwinden locker werden und dann dem Futter und der Bekleidung keinen sichern Halt gewähren. Die

Digitized by Google

vorerwähnten schwächeren Klötze sind daher zweckmässiger, auch sind sie billiger. Um das Verschieben zu verhindern, wendet man schwaches Bandeisen an, wodurch der Klotz verankert wird.

§ 138. Die Gesimse.

Die Formenbildung der an den Bauwerken auszuführenden Gesimse ist Sache der Formlehre; hier sollen nur die für deren Herstellung in Betracht kommenden konstruktiven Grundsätze behandelt werden. Die hauptsächlichsten der in Anwendung kommenden Gesimse sind: Sockel- oder Plinthengesimse, Gurtgesimse, Brüstungsgesimse, Hauptgesimse; die Gesimse der Pfeiler und Säulen, die Einfassungs- und Bekrönungsgesimse der Thüren und Fenster u. s. w.

In der griechischen und römischen, sowie auch in der Renaissance-Baukunst hat man den aus Marmorquadern ausgeführten horizontalen Gesimsen und ganz besonders den Hauptgesimsen eine starke Ausladung gegeben, mit einer verhältnismässig schwachen Abwässerung. Der feste dichte Marmor und das milde Klima haben diese Anordnung gestattet. In unseren Gegenden steht meistens ein gleich gutes Material nicht zur Verfügung, und unsere klimatischen Verhältnisse sind erheblich ungünstiger. Dieserhalb ist man in der romanischen und gotischen Bauperiode verständigerweise zu einer wesentlich andern Konstruktion der Gesimse übergegangen: man hat die Ausladung wesentlich beschränkt, eine starke Abwässerung (einen starken Wasserschlag) in Anwendung gebracht und kräftig unterschnitten, stark geschwungene Glieder hergestellt. Diese wesentliche Änderung, auf welche unsere Vorfahren durch richtige Erkenntnis und durch die Erfahrung geführt sind und welche sich als berechtigt und bewährt erwiesen hat, soll man sich zur Lehre dienen lassen. In der Renaissanceperiode ist das nicht geschehen und auch in der neuern Zeit ist dagegen vielfach gefehlt. Da nun aber unter unseren gänzlich abweichenden Verhältnissen nicht möglich war, die Konstruktion der antiken, weit ausladenden Gesimse in Anwendung zu bringen, so hat man in verschiedenen gekünstelten Weisen die Formen derselben nachgeahmt. Dahin gehört die Abdeckung der Gesimse (auch der flachen Fenstersohlbänke) mit Kupfer-, Blei- oder Zinkblech; diese Abdeckung ist aber nicht dauerhaft, da sie durch den Temperaturwechsel und durch das Betreten schadhaft wird. Ferner gehört dahin die Vormauerung der Gesimse aus

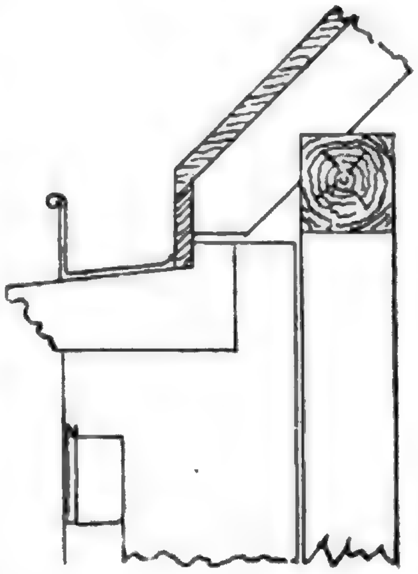
Digitized by Google

Ziegeln auf verankerten Eisenrosten und Nachahmung der antiken Gliederungen durch Mörtelüberzug, ferner die Nachahmung der Quadergesimse aus Brettern oder aus Gusseisen- oder Zinkgussplatten oder aus Zinkblech — mit Ölfarbenanstrich. Alle diese gekünstelten Weisen haben sich durch die Erfahrung als verwerflich erwiesen. Auch verstossen sie gegen den Hauptgrundsatz „Wahrheit der Konstruktion" — sie gehören dem Scheinwesen, dem Lug und Trug an.

Haben weit ausladende Quadergesimse auf der unterstützenden Mauer kein genügendes Übergewicht, so müssen sie durch Verankerung gegen Kippen gesichert werden. In neuerer Zeit sind mehrere Fälle vorgekommen, bei denen das versäumt und der Einsturz erfolgt ist. Diese Fälle mahnen zur Vorsicht, entweder muss von der starken Ausladung Abstand genommen oder aber eine sichere Verankerung beschafft werden.

Die zarte, weiche und feine Gliederung der antiken Baukunst ist für unser Material und unsere Beleuchtung nicht geeignet; wir müssen kräftiger profilieren, so, wie es die romanische und gotische Baukunst zeigt.

Abb. 401.



Die Dachrinne darf nicht in das Hauptgesims gelegt werden, wie es bei den antiken Bauwerken der Fall ist, sondern sie muss über dem Hauptgesims angebracht werden, sodass bei eintretender Undichtigkeit der Rinne oder bei Verstopfungen derselben oder der Fallröhren durch Eis, Laub u. s. w. das Wasser ungehindert abfliessen kann, wie z. B. Abb. 401 zeigt.

Alle Flächen der Quadergesimse, welche an Mauerwerk anschliessen, müssen durch einen Anstrich von Goudron oder präpariertem Teer isoliert werden, und die freien Oberflächen derselben sowie auch der Fenstersohlbänke muss man mit heissem Leinöl oder mit Wasserglas oder Testalin tränken, um das Eindringen des Wassers zu verhindern.

XII. Abschnitt.

Die Gewölbe.

§ 139. Vorbemerkung und Arten der Gewölbe.

Im § 100 ist bereits angeführt, dass man unter Gewölben im engern Sinne des Wortes solche Überwölbungen versteht, durch welche grössere Räume überdeckt werden, während man Wölbungen von geringer Länge (rechtwinklig zur Stirn gemessen), z. B. über Thür- und Fensteröffnungen u. s. w., Bögen nennt. Die Konstruktions-Grundsätze sind für Bögen und Gewölbe die gleichen; auch gelten für Gewölbe die im § 100 angegebenen Bezeichnungen der einzelnen Teile, sowie die im § 101 benannten verschiedenen Bogenlinien.

Die Ermittelung der Stärke der Gewölbe und deren Widerlager ist im vorstehenden § 102 und in meiner Schrift: „Beitrag zu den Gewölbekonstruktionen, mit 22 Blatt Zeichnungen, Hannover 1899“, ausführlich behandelt, und erlaube ich mir, darauf Bezug zu nehmen.

Die verschiedenen Arten der Gewölbe sind folgende: das Tonnengewölbe, das flachbogige Gewölbe, das schiefe Gewölbe, das Kreuzgewölbe, das Sterngewölbe, das Netzgewölbe, das normannische Gewölbe, das Klostergewölbe, das Muldengewölbe, das Kuppelgewölbe, das böhmische Gewölbe, das Zwickelgewölbe, das scheitrechte Gewölbe und das Spiegelgewölbe.

§ 140. Das Tonnengewölbe (Kufengewölbe).

Dasselbe hat über einem rechteckigen Raume *A B C D*, Abb. 402, an den zwei einander gegenüber befindlichen Seiten *A D* und *B C* Widerlager und an den beiden Seiten *A B* und *C D*

Stirnen. Gegen die letzteren wirkt kein Schub; das Gewölbe hat demnach auch dann Standfähigkeit, wenn keine Stirnmauern vorhanden sind, wie es bei Brücken, Kanälen, Tunneln u. s. w. der Fall ist. Sind Stirnmauern vorhanden, so genügt dafür die Stärke gewöhnlicher Mauern, da dieselben einen Schub nicht zu erleiden haben. Die Gewölbelinie kann ein Halbkreis, ein überhöhter Halbkreis, eine stehende oder liegende Ellipse oder eine denen ähnliche Bogenlinie sein. Ursprünglich ist der Halbkreis angewandt und danach hat sich die Benennung „Tonnengewölbe" gebildet; ein solches Gewölbe bildet einen halben hohlen Cylinder. In den meisten Fällen sind die Widerlager in der Längenrichtung (rechtwinklig zur Stirn) horizontal, wie der Längendurchschnitt zeigt, es können aber die Widerlagslinien auch geneigt oder gekrümmt sein. Die Gewölbeschichten laufen parallel zur Widerlagerlinie, also auch parallel zur Scheitellinie. Die Ausführung der stark belasteten Gewölbe (der Brücken, Tunnel u. s. w.) aus Quadern oder

Abb. 402.

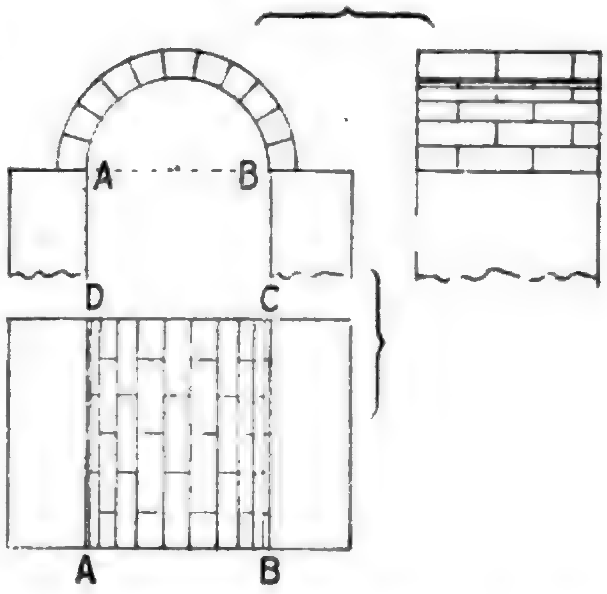


Abb. 403.

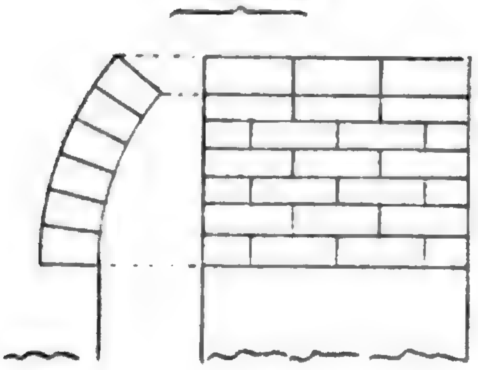
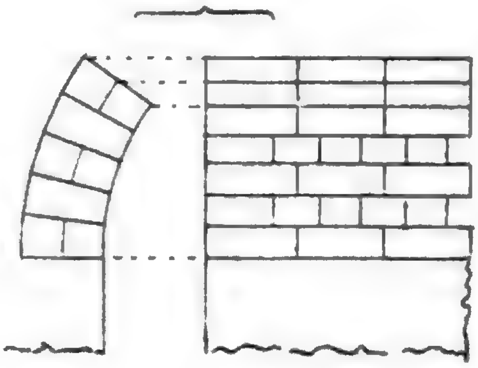


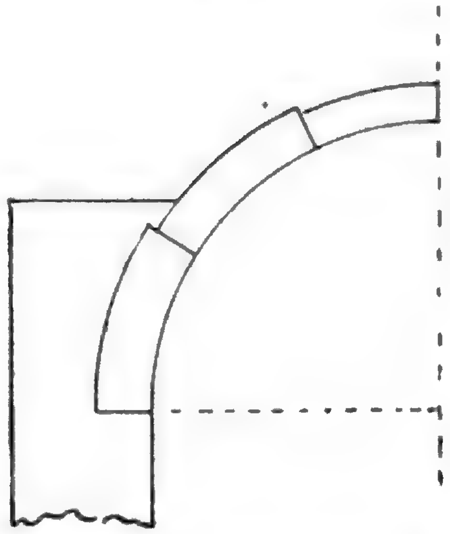
Abb. 404.



Ziegeln ist die gleiche wie die der Bögen. Wenn thunlich, verwendet man bei Quadergewölben nur Quader, welche durch die ganze Stärke des Gewölbes ein Stück bilden, wie Abb. 403 zeigt; in diesem Falle ergiebt sich in der Längenrichtung der Läuferverband. Ist aber die Beschaffung einer so grossen Zahl von durchgreifenden Quadern zu schwierig, so wendet man den in Abb. 404 gezeichneten Verband an, abwechselnd Binder- und

Läuferschichten. Bei Ziegelgewölben von 1/2 Stein Stärke kommt der Läuferverband in Anwendung, bei 1 Stein starken Ziegelgewölben entweder der Streckerverband oder abwechselnd Strecker- und Läuferschichten. Ziegelgewölbe von grosser Stärke hat man vielfach in Ringen von je 1/2 Stein oder 1 Stein Stärke ausgeführt; es ist dafür die Anwendung von Cementmörtel ratsam. Bei Gewölben von grosser Stärke lässt man letztere von oben nach unten in Absätzen zunehmen, wie Abb. 405 zeigt.

Abb. 405.



Für die Ausführung der Gewölbe in betreff der Behandlung der Fugen, der Lagerflächen, des zu verwendenden Mörtels, der Lehrgerüste, der Hintermauerung, des Entrüstens u. s. w. ist im übrigen auf die für Bögen angeführten Bemerkungen hinzuweisen, ebenso in betreff der Behandlung des Anschlusses der Hintermauerung an den freien Stirnen, sowie wegen der Anwendung ausgekragter und abgetreppter Widerlager. Zur Ausführung des Tonnengewölbes muss ein vollständiges Lehrgerüst hergestellt werden, bestehend aus Lehrbögen in Entfernungen von 0,9 bis 1,5 m und Schalung darüber von Dielen oder Latten. — Sind Fensteröffnungen im Gewölbe anzulegen, so werden sog. Ohren hergestellt.

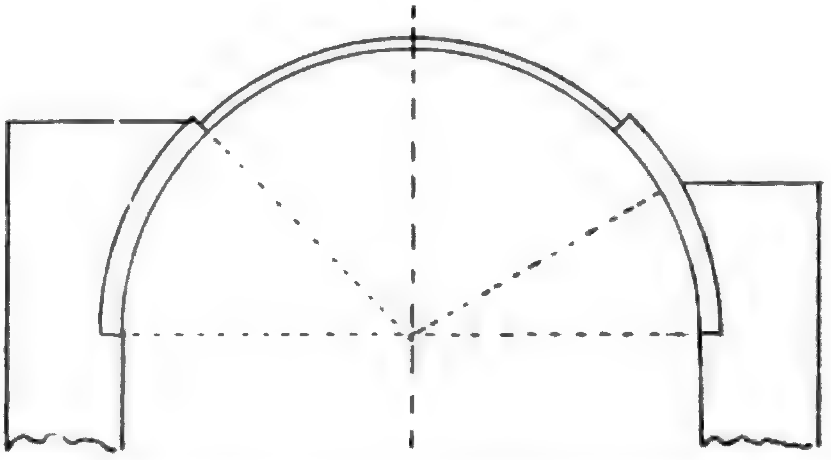
Die Römer haben das halbkreisförmige Tonnengewölbe vielfach zur Überwölbung von Gebäuderäumen angewandt, gewöhnlich mit Kassetten versehen, und auch in späteren Perioden (z. B. bei der Peterskirche in Rom) ist das geschehen. Aber schon in der romanischen sowie in der gotischen Bauperiode ist man davon abgegangen, und hat das Kreuzgewölbe und normannische Gewölbe in Anwendung gebracht. Diese Gewölbe sind für Gebäude entschieden zweckmässiger und werden daher in neuerer Zeit meistens angewandt. Das Tonnengewölbe hat man früher, bis Ende des 18. Jahrhunderts, zur Überwölbung der Keller in Anwendung gebracht, seitdem aber aufgegeben und durch zweckmässigere Konstruktionen ersetzt.

Bei Überwölbung grosser Gebäuderäume, z. B. Kirchen, Hallen u. s. w., konstruiert man so, dass das Gewölbe nur seine eigene Last zu tragen hat, also keine fremde Last durch Decken u. s. w. Alsdann genügt selbst für grössere Räume,

Digitized by Google

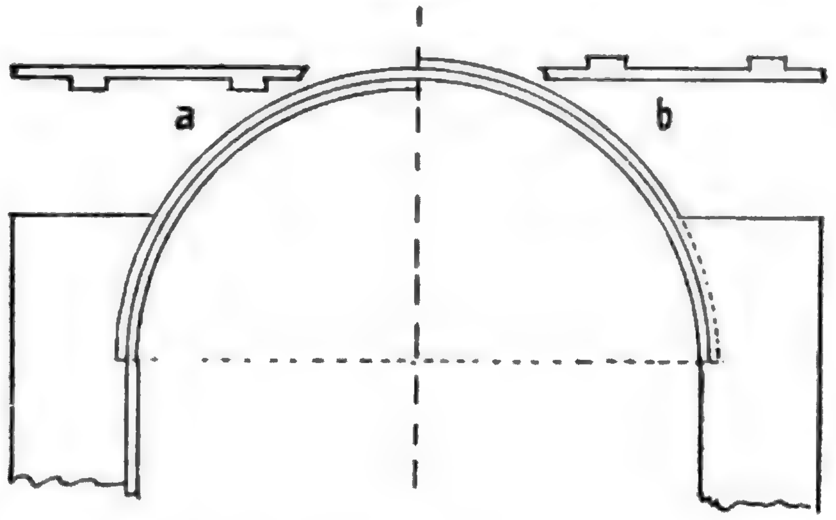
z. B. von 12 m Spannweite, die geringe Stärke von 10—12 cm. Derartige Gewölbe werden bis zu 1/3 oder besser bis 1/2 (30° bezw. 45° des Mittelpunktwinkels) hintermauert, wie Abb. 406 zeigt. Wie in meiner vorstehend angezogenen Schrift „Beitrag

Abb. 406.



zu den Gewölbekonstruktionen“ nachgewiesen, fällt die Drucklinie bei einem halbkreisförmigen und bei einem elliptischen Gewölbe in dem obern Teile fast ganz genau mit der Mittel-

Abb. 407.



linie des Gewölbes zusammen, sodass jene geringe Stärke genügt. Wird aber aus besonderen Gründen eine grössere Stärke erfordert, so kann es sich empfehlen, anstatt einer durchgehenden grössern Stärke nur Verstärkungsrippen *a* oder *b* nach Abb. 407 in Anwendung zu bringen.

§ 141. Das flachbogige Gewölbe.

Dasselbe ist in konstruktiver Beziehung völlig mit dem Tonnengewölbe übereinstimmend; es bildet den obern Teil

Digitized by Google

eines halbkreisförmigen Gewölbes. Über einem rechteckigen Raume hat es also auch an zwei gegenüber stehenden Seiten Widerlager und an zwei Seiten Stirnen, wie Abb. 408 zeigt. Bei Bezeichnung desselben fügt man die Gewölbhöhe (den Pfeil oder Stich) als Teil der Spannweite zu, man sagt also z. B. flachbogiges Gewölbe mit 1/6 Pfeil. Flachbogige Gewölbe von geringer Stärke, z. B. von 1/2 Ziegel, nennt man Kappen. Solche Gewölbe kommen in Gebäuden vielfach zur Anwendung, z. B. zur Überwölbung der Keller mit Spannweiten von 3—4 m und mit mindestens 1/10 Pfeil, belastet mit Fussboden und der in Wohngebäuden u. s. w. üblichen Nutzbelastung (Gesamtbelastung: Gewölbe 1/2 Stein, mit Hintermauerung, Überschüttung und Fussboden 550 kg + Nutzlast 250 kg = 800 kg/qm). Die Anordnung der Ziegelschichten bei den Kappengewölben ist verschieden; die in vorstehender Abbildung angegebene Anordnung

Abb. 408.

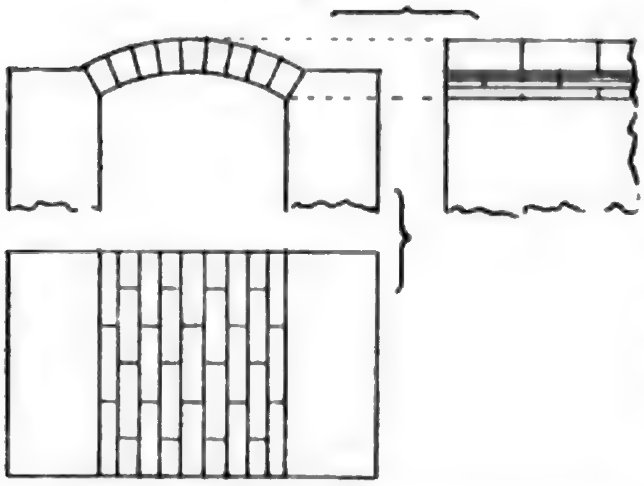


Abb. 409

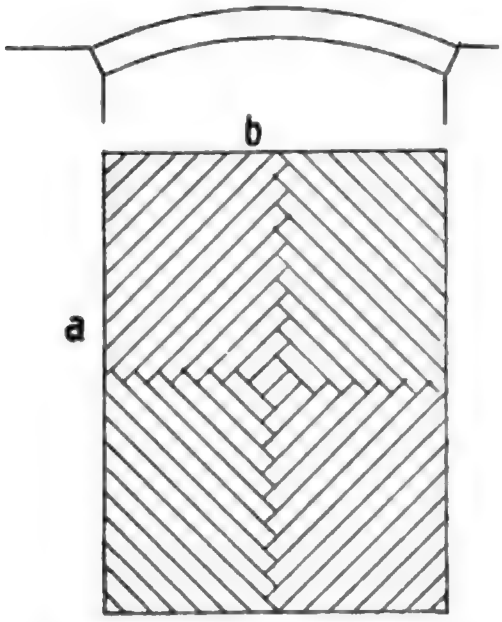
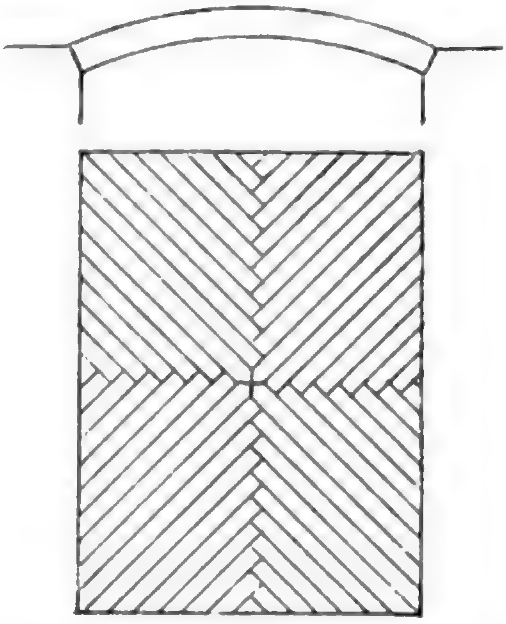


Abb. 410.

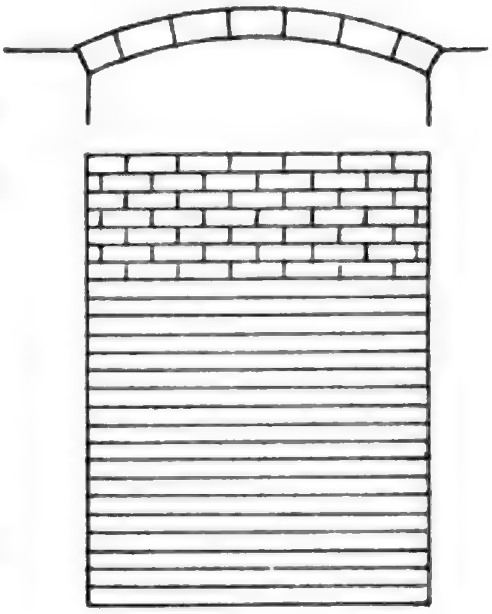


der Schichten parallel zum Widerlager und zur Scheitellinie ist nicht günstig, weil die geraden Schichten durch Verdrückung infolge ungleichen Setzens oder durch Stösse, Erschütterungen u. s. w. gar leicht brechen. Es ist daher die

Digitized by Google

Wölbung auf den Schwalbenschwanz, auch Wölbung aus den Ecken benannt, nach Abb. 409 vorzuziehen; dabei bildet jede Schicht, wie z. B. *a b*, einen Bogen, der gegen Verdrückung grössern Widerstand leistet als eine gerade Schicht. Die Ausführung der Wölbung wird dabei in den vier Ecken begonnen und gleichmässig zur Mitte fortgetrieben. Eine dritte Art ist die in Abb. 410 angegebene, wobei die Wölbung in der Mitte begonnen wird; dieselbe ist aber weniger günstig. Eine vierte Art ist die in Abb. 411 gezeichnete, dabei sind die Schichten rechtwinklig zu den Widerlagern angeordnet, es bildet jede Schicht also ebenfalls einen Bogen und zwar von grösstmöglicher Krümmung. — Die Zwickel der Kappengewölbe sind bis zu halber Höhe zu hintermauern. Beim Vermauern der Gewölbsteine sind thunlichst enge Fugen herzustellen und dieselben mit Mörtel völlig auszufüllen (mit vollen Fugen zu wölben). Nach Vollendung der Wölbung und deren Hintermauerung wird die obere Seite mit dünnflüssigem Mörtel überzogen, damit die etwa entstandenen offenen Fugen vollständig ausgefüllt werden. Das Entrüsten soll erst einige Tage nach der Vollendung erfolgen, nachdem der Mörtel einigermaassen fest geworden ist. Um das Festwerden des Mörtels zu beschleunigen, empfiehlt sich Kalk-Cementmörtel oder Kalk-Gipsmörtel anzuwenden. In diesen Beziehungen wird leider vielfach gefehlt; man mauert nicht sorgfältig mit vollen Fugen, sondern leichtfertig mit offenen Fugen, unter der Beschönigung, dass die Ausfüllung derselben durch die Hintermauerung bezw. das Vergiessen erfolge; die völlige Ausfüllung durch die Hintermauerung ist aber sehr unsicher, durch das Vergiessen mit dünnflüssigem Mörtel ist die Ausfüllung ungenügend, da dieser Mörtel sehr stark schwindet; die nach unten offenen Fugen werden durch das Vergiessen nicht getroffen, bleiben also hohl. Das Vergiessen soll in der Weise ausgeführt werden, dass die Annässung der Oberfläche und die Verdünnung des Mörtels mittelst des Wasserquastes (Pinsel) bewirkt wird, nicht aber durch Aufgiessen

Abb. 411.



Digitized by

grosser Wassermassen, weil hierdurch eine nachteilige Aufweichung des Mörtels in den Fugen herbeigeführt wird. Wenn nun gleich nach der übermässigen Durchnässung das Entrüsten vorgenommen wird, so ist ein starkes Setzen der Wölbung unausbleiblich, da der weiche Mörtel durch die Pressung fortgequetscht wird; es entstehen dann offene Fugen (wie man sagt: „die Fugen sperren das Maul auf“), ein Zeichen, dass starke Verdrückungen eingetreten sind. Unter den Maurern hat sich die Meinung gebildet, das rasche Entrüsten gleich nach Vollendung der Wölbung sei zweckmässig, damit die Wölbung sich in ihrem Safte in günstiger Weise setzen könne. Diese Ansicht ist eine völlig fehlsame, sie ist veranlasst durch den Umstand, das Lehrgerüst baldigst anderweit verwenden zu können, also an den Kosten der Lehrgerüste zu sparen.

Abb. 412.

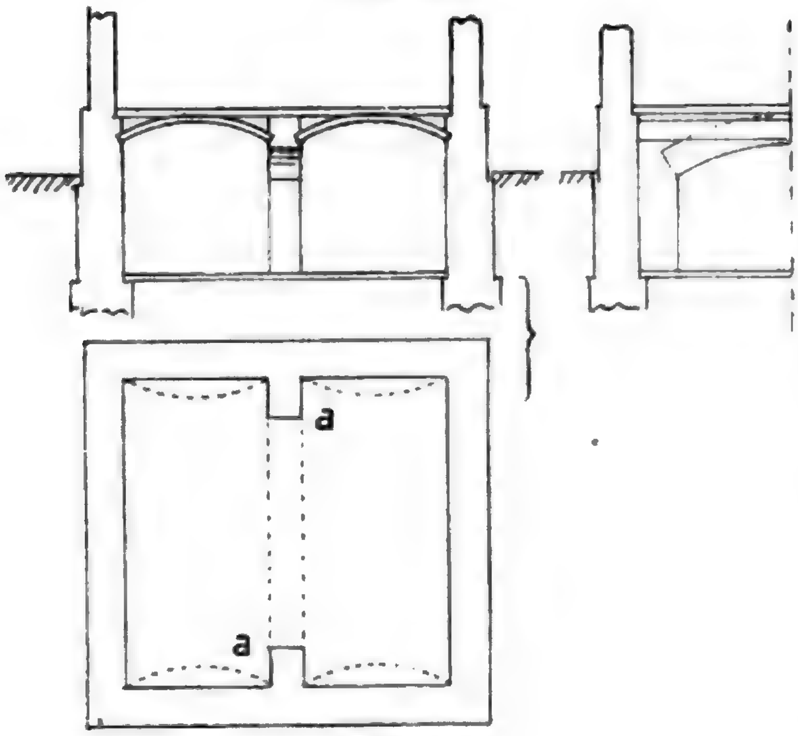
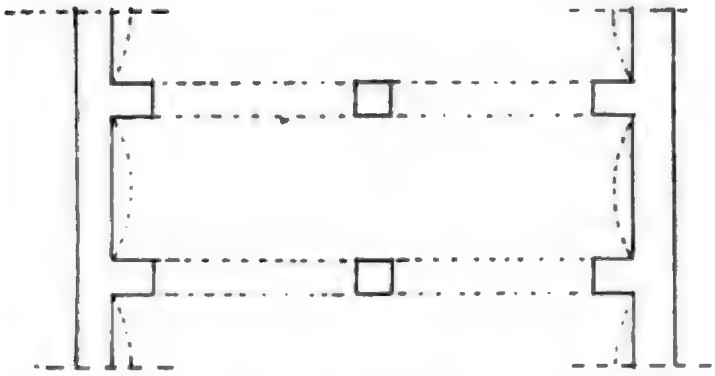


Abb. 413.



Grössere Räume müssen durch Pfeiler und Gurtbögen in Abteilungen von 3 bis 4 m Spannweite zerlegt werden, wie Abb. 412 zeigt. Diese Gurtbögen werden $1\frac{1}{2}$—2 Stein breit und stark mit mindestens $\frac{1}{8}$ Pfeil und mit 4,5 bis 5 m Spannweite hergestellt. Auf diese Gurtbögen kommt ausser der Eigenlast die Belastung durch die zwei Hälften der beiden anschliessenden Kappen; durch diese starke Belastung üben dieselben einen starken Schub aus, gegen welchen die gewöhnlichen Gebäudemauern kein genügendes Widerlager bilden;

Digitized by Google

es werden daher sog. Gurtpfeiler *a* und *a* mit genügendem Vorsprung vor den Mauern angeordnet. Ist das nicht thunlich, so muss ein eiserner Anker zur Aufhebung des Bogenschubes angewandt werden.

Hat der zu überwölbende Raum eine so grosse Tiefe, dass ein Gurtbogen von der vorbezeichneten Spannweite nicht genügt, so müssen nach Abb. 413 mehrere Gurtbögen mit Zwischenpfeilern angewandt werden.

Die Gurtbögen und Kappen in den Gebäuden werden erst ausgeführt, nachdem die Gebäude unter Dach gebracht sind, einesteils, weil erst dann die Mauern den grössten Teil der Belastung erhalten und dadurch grössern Widerstand gegen den Gewölbeschub erlangt haben, andernteils, weil die Wölbungen

Abb. 414.

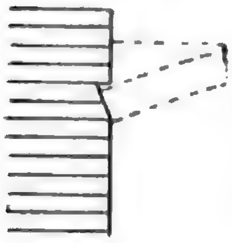


Abb. 415.

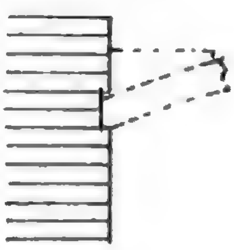


Abb. 416.

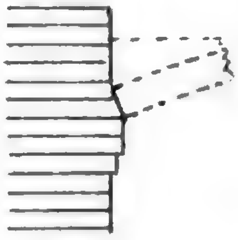
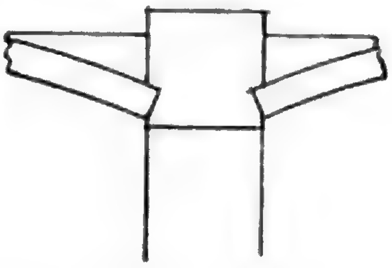


Abb. 417.



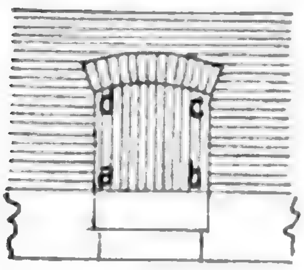
bei früherer Ausführung durch Regen und herabfallende Steine, Hölzer u. s. w. zerstört würden. Die Widerlager für die Gurtbögen und für die Kappen werden aber gleich bei Aufführung der Mauern hergestellt, weil das spätere Einhauen kostspieliger und für das Mauerwerk nachteilig ist. Das Widerlager für die Kappen wird entweder nach Abb. 414 hergestellt oder nach Abb. 415; im letztern Falle wird die untere Ecke mit Steinstückchen und Mörtel ausgefüllt. Ist die Schwächung der Mauern durch die einwärts springenden Widerlager unzulässig, so wird nach Abb. 416 ein ausgekragtes Widerlager hergestellt. Die Kappen-Widerlager längs der Gurtbögen müssen jedenfalls gleich beim Wölben der Gurtbögen durch Behauen der betreffenden Steine hergestellt werden, weil durch späteres Einhauen die Gurtbögen würden zerstört werden; es wird zu dem Zwecke an der untern Kante der horizontalen Kappen-Widerlager eine Schnur ausgespannt und danach die Widerlagskante der Kappe an jeden, zunächst trocken angesetzten Wölbstein angerissen, danach angehauen und sodann vermauert. Um eine möglichst grosse freie Höhe zu erlangen, stellt man nach Abb. 417 die Gurtbögen so hoch, dass der Scheitel nur $2^1/_2$—3 cm unterhalb

Digitized by Google

der Kappen-Widerlager kommt. Muss man, z. B. im Falle, dass eine Scheidewand auf einen Gurtbogen zu stellen ist, diesen gleich bei Aufführung der Mauern herstellen, so muss dafür ein hinreichend starkes Lehrgerüst angewandt und bis zur Vollendung der Mauern belassen, oder es muss ein Anker angewandt werden.

Die Lehrbögen, aus Brettern hergestellt, werden in Entfernungen von 0,9—1 m, auf Keilen ruhend, aufgestellt und mit Dielen überdeckt. Das Lehrgerüst wird um etwa 1 cm überhöht hergerichtet, da erfahrungsmässig um so viel die Wölbung beim Entrüsten sich senkt. Hat man mehrere Kappen von gleichen Maassen nebeneinander auszuführen, so ist man darauf hingewiesen, die Zahl der Lehrgerüste thunlichst zu beschränken, also die Lehrgerüste wiederholt zu benutzen. Aber wenigstens muss man für 2, besser für 3 nebeneinander befindliche Kappen gleichzeitig die Lehrgerüste aufstellen und nach Ausführung der Wölbungen nur das 1. Lehrgerüst fortnehmen, sodass die Verschiebung des Gurtbogens und der frei gewordenen Kappe durch die auf Lehrgerüst ruhende Nachbarkappe (bezw. 2 Nachbarkappen) verhindert wird. Das frei gewordene Lehrgerüst wird sodann in der folgenden Abteilung wieder aufgestellt und überwölbt.

Abb. 418



Die Anlage von Fensteröffnungen u. s. w. macht auch bei Kappengewölben, wie vorhin beim Tonnengewölbe erwähnt, die Herstellung von sog. Ohren erforderlich. In Abb. 418 ist ein solches Ohr dargestellt. In dem Kappengewölbe ist der Teil *abcd* frei gelassen, und bei *cd* ein sog. Kranz, ein Bogen, in der Fläche des Kappengewölbes zur Abfangung des Gewölbeschubes hergestellt. Die Öffnung *abcd* wird sodann mit einer 1/2 Stein starken Kappe überwölbt.

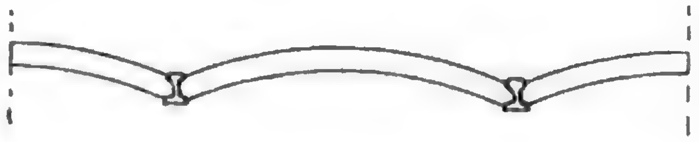
In der neuern Zeit wendet man vielfach anstatt der vorbesprochenen Gurtbögen eiserne Balken nach Abb. 419 an; dadurch wird der ungünstige Schub der Gurtbögen beseitigt, sodass die dafür nötigen Widerlager fortfallen, und ferner wird dadurch an lichter Höhe gewonnen. Die Überdeckung von Kellerräumen und sonstigen Gebäuderäumen wird in neuerer Zeit auch vielfältig in der Art ausgeführt, dass man

Abb. 419.

nach Abb. 420 zwischen eisernen Balken Betonplatten herstellt, sodass alsdann auch kein Kappenschub vorhanden ist. Die eisernen Balken werden in Entfernungen von 1—1,2 m verlegt. Als Balken hat man auch vielfach alte Eisenbahnschienen nach Abb. 421 verwandt.

Abb. 420.

Abb. 421.



§ 142. Das schiefe Gewölbe.

So benennt man ein Tonnengewölbe oder Flachbogengewölbe, bei welchem die Stirnen nicht rechtwinklig zu den Widerlagern gerichtet sind, wie solches Abb. 422 zeigt. Ein solches Gewölbe kann nicht in der Art konstruiert werden wie ein gewöhnliches Tonnen- oder Flachbogengewölbe mit Schichten, welche parallel zu den Widerlagern laufen; denn da der

Abb. 422.

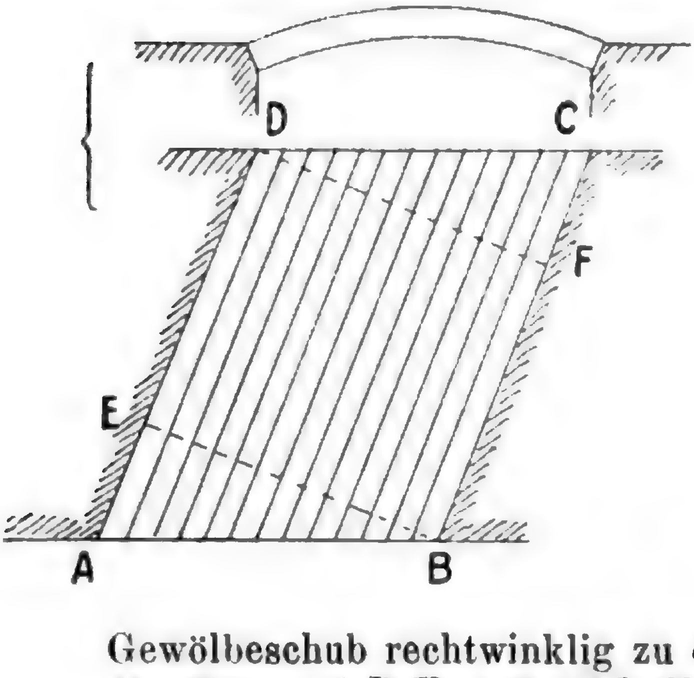
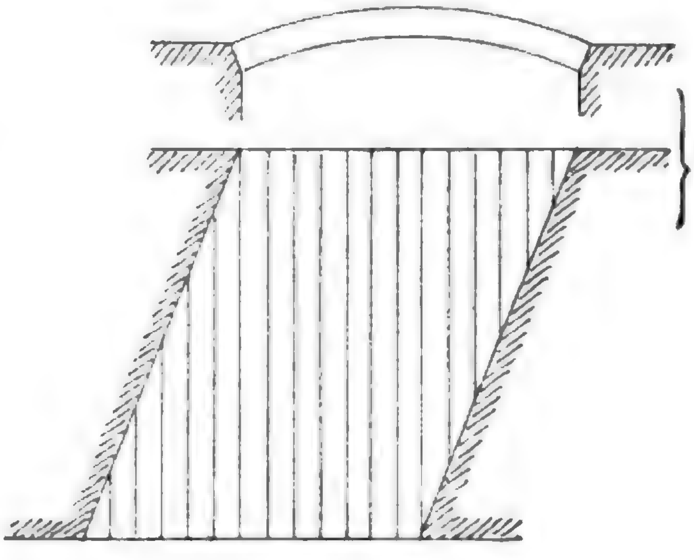


Abb. 423.



Gewölbeschub rechtwinklig zu den Widerlagern wirkt, so würden die Teile ABE und CDF bei freien Stirnen nicht haltbar sein, weil sie an der einen Seite, nämlich bei B und bei D kein Widerlager haben, auf welche der Schub sich übertragen kann; diese Teile würden also haltlos sein. Es ist daher erforderlich, die Gewölbeschichten rechtwinklig zu den Stirnen anzuordnen, wie in Abb. 423 angedeutet ist; alsdann wird der Gewölbeschub vom Scheitel nach den beiden Widerlagern hin über-

Digitized by Google

tragen. Die Gewölbeschichten sind hiernach gekrümmt und ihre Breite ist sehr verschieden; die Ausführung in Quadern ist daher schwierig, die einzelnen Gewölbsteine müssen nach besonderen Schablonen bearbeitet werden. Besonders schwierig ist die Ausführung bei Halbkreis- und ähnlichen Bögen; es tritt dabei der Fall ein, dass die Längsfugenlinien sich so erheblich nähern, dass die Stärke der Schichten für die Haltbarkeit zu gering wird, dann muss man zwei Schichten in eine Schicht übergehen lassen, wie Abb. 424 zeigt. Erheblich

Abb. 425.

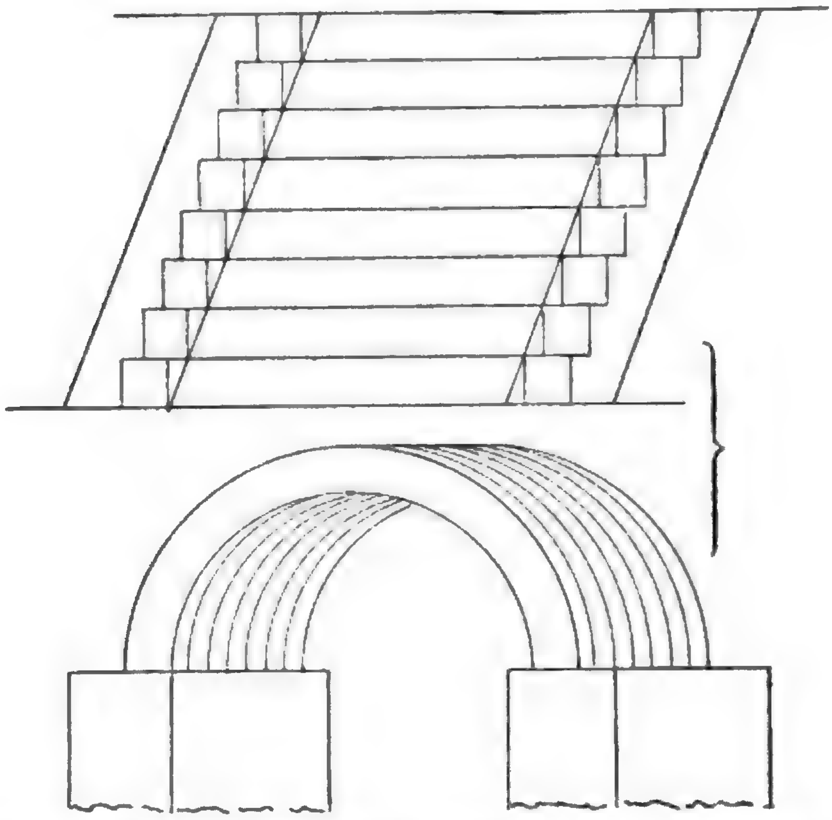
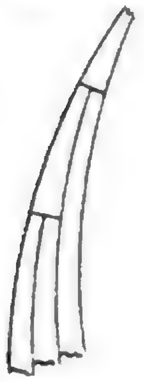


Abb. 424.



leichter ist die Ausführung in Ziegeln; man verwendet gewöhnliche Ziegel, da solche wegen ihrer geringen Grösse den verschiedenen Krümmungen sich genügend anschmiegen; indes ist es ratsam, Cementmörtel anzuwenden. Am einfachsten ist die Ausführung der schiefen Gewölbe mittelst Cementbeton.

Sind Stirnmauern vorhanden von solcher Stärke, dass sie dem Schub der dreieckigen Gewölbeteile ABE und CDF der Abb. 422 genügenden Widerstand bieten, so kann die Wölbung in der gewöhnlichen Weise, mit Schichten parallel zu den Widerlagern, ausgeführt werden.

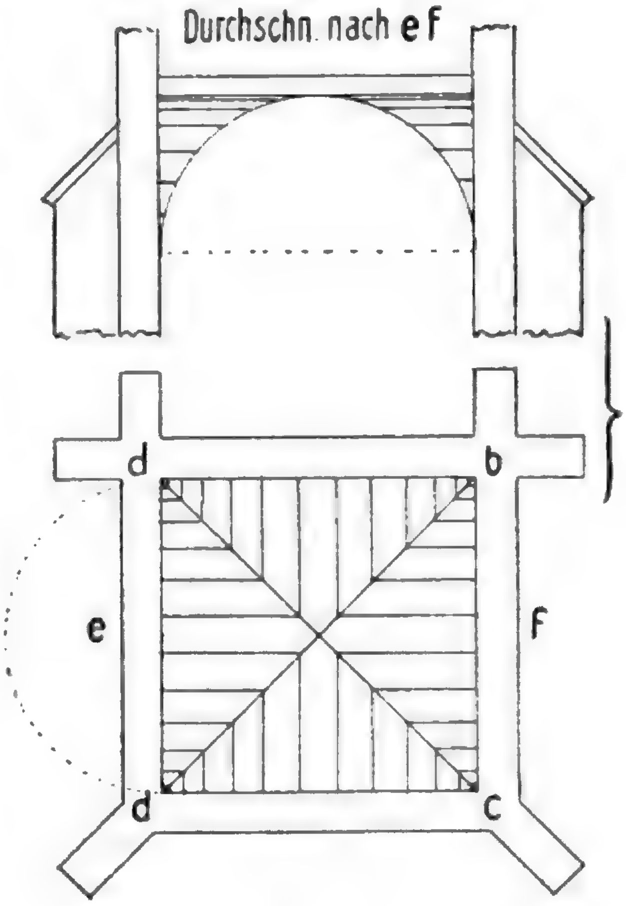
Früher hat man die schiefe Überwölbung nach Abb. 425 durch einzelne nebeneinander gestellte Bögen ausgeführt und diese durch eiserne Klammern verbunden.

Digitized by

§ 143. Das Kreuzgewölbe.

Dasselbe bildet die Durchkreuzung zweier Tonnengewölbe von gleicher Pfeilhöhe. Alle Umfassungsseiten des Kreuzgewölbes sind Stirnen, haben also keinen Gewölbeschub zu erleiden. Der Gewölbeschub vereinigt sich in den Diagonalen *ab* und *cd*, Abb. 426, es müssen also an den Ecken *a*, *b*, *c* und *d* die entsprechenden Widerlager geschaffen werden. Da in den meisten Fällen möglichst schwache Stirnmauern angewandt werden, deren Ecken keine genügende Widerlager bilden, so stellt man besondere Strebepfeiler her, wie bei *a* und *c* oder so wie bei *b* und *d* gezeichnet. Die Gewölblinie kann sein: ein Halbkreisbogen oder ein Spitzbogen oder ein elliptischer oder ein ähnlicher Bogen oder ein Flachbogen. Ist das Kreuzgewölbe quadratisch, wie in nebenstehender Abbildung gezeichnet, so sind die vier Teile desselben völlig gleich; die Stirnbögen (Schildbögen, Wandbögen) sind dann also auch gleich. Bildet aber das Gewölbe ein Oblongum, so sind die Schildbögen der längeren Seiten von denen der kürzeren Seiten verschieden. Bei einem gewöhnlichen Kreuzgewölbe sind die Pfeilhöhen der vier Gewölbeteile gleich und die Scheitel derselben gerade und horizontal. Ist nun z. B. die Gewölblinie der kürzeren Seiten ein Halbkreis, so ist die Gewölblinie der längeren Seiten eine gedrückte Ellipse, wie Abb. 427 zeigt, und ist die Gewölblinie der längeren Seiten ein Halbkreis, so ist die Gewölbelinie der kürzeren Seiten eine stehende Ellipse, wie Abb. 428 zeigt. Die Horizontalprojektionen der Diagonalen müssen gerade Linien sein. Die Diagonalen sind in diesen Fällen gleichfalls Ellipsen.

Abb. 426.



Die Austragung der betreffenden Bogenlinien für ein gewöhnliches Kreuzgewölbe, d. h. ein solches, dessen Scheitel-

Digitized by Google

linien gerade und horizontal sind, ist in folgender Weise durch Vergatterung zu beschaffen. Die eine der betreffenden Bogenlinien muss zunächst bestimmt werden; gewöhnlich wird der eine Schildbogen zunächst bestimmt, z. B. in Abb. 429 der

Abb. 427.

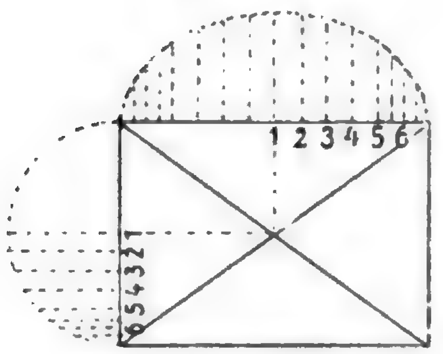
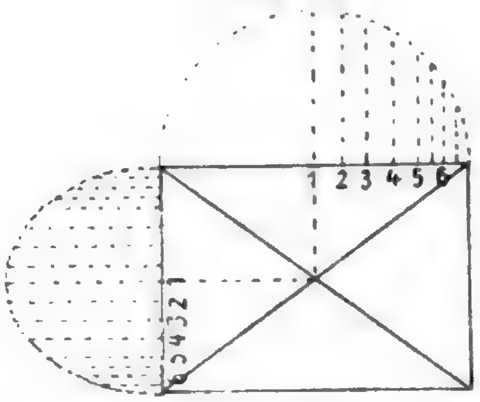
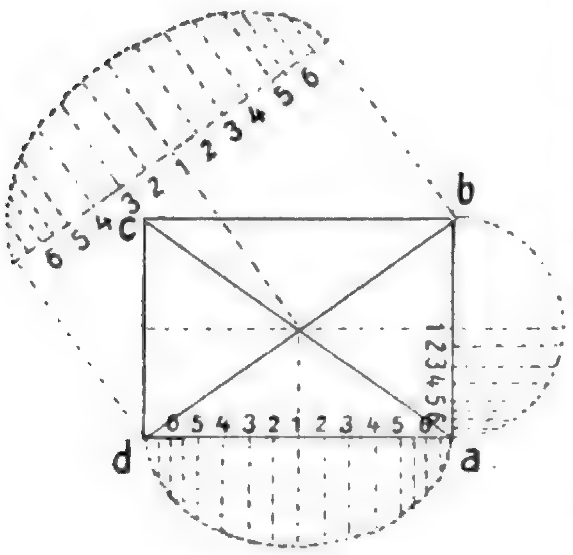


Abb. 428.



Schildbogen für die kurze Seite *a b* und *c d* als Halbkreis; danach ergeben sich sodann die Schildbögen für die längeren Seiten *b c* und *a d* und die Diagonalbögen wie folgt. Die Hälfte der Linie *a b* wird in eine beliebige Anzahl gleicher Teile geteilt, z. B. in sechs Teile, und in jedem Teilpunkte eine rechtwinklige Ordinate errichtet; die Hälfte der Linien *a d* und *b d* werden ebenfalls in die gleiche Anzahl gleicher Teile geteilt, in jedem Teilpunkte Perpendikel errichtet und auf diesen die Längen der korrespondierenden Ordinaten der Bogenlinie *a b* übertragen.

Abb. 429.



Der Durchschnitt rechtwinklig zu einer Diagonale zeigt nach unten eine auswärts springende Kante, Abb. 430, einen sog. Grat; es wird daher der Diagonalbogen, in welchem sich der Schub der beiderseitigen **Gewölbekappen** vereinigt, **Gratbogen** oder **Rippenbogen** oder **Grat** oder **Rippe** benannt.

Abb. 430.

Die Gewölbe über Kirchen, Hallen u. s. w. werden meistens so angeordnet, dass sie nur sich selbst, also keine fremde Last zu tragen haben. In diesem Falle genügt selbst

Digitized by Google

für die vorkommenden grössten Spannweiten für die Kappen eine Stärke von 10—12 cm, wenn dieselben, wie in Abb. 406, Seite 321 gezeichnet, bis zur halben Höhe hintermauert sind; ist die Hintermauerung aber nur bis $^1/_3$ ausgeführt, so muss in dem untern Teile eines grossen Gewölbes, z. B. von 12 m Spannweite, die Stärke 18—25 cm betragen. Zur sichern Ermittelung der erforderlichen Stärke ist die Drucklinie zu konstruieren, wie in meiner Schrift „Beitrag zu den Gewölbekonstruktionen" ausführlich angegeben ist. Beträgt die Spannweite nicht über 6 m, so genügt auch für die Grate die Stärke von 12 cm, und es wird dann nach Abb. 431 (für Quader) und 432 (für Ziegel) der Gratbogen im Verbande mit

Abb. 431.

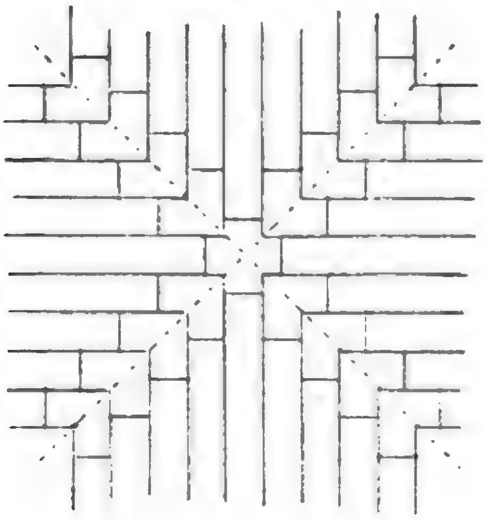


Abb. 432.

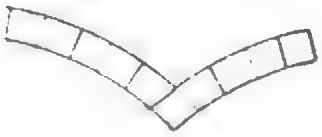
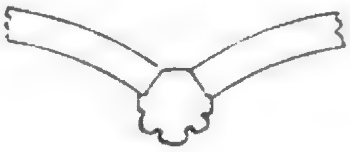


Abb. 433.

Abb. 434.



den anschliessenden Kappen ausgeführt. Ist die Spannweite aber grösser als 6 m, so muss die Stärke der Grate entsprechend grösser sein; zur Ermittelung der erforderlichen Stärke ist ebenfalls die Drucklinie zu konstruieren, wie in meiner vorstehend angezogenen Schrift in mehreren Fällen geschehen.

Die Mehrstärke kann nach oben oder nach unten vortreten, wie die Abb. 433 und 434 zeigen oder auch teils nach unten, teils nach oben. Werden die Gratbögen aus Ziegeln hergestellt, so kann man sie auch in diesen Fällen im Verbande mit den Kappen ausführen. Es können aber die Gratbögen auch selbständig behandelt werden, sie werden dann mit Widerlagern für die anschliessenden Kappen versehen. Bei Bauten höherer Ordnung (Kirchen, Hallen u. s. w.) werden die Grat-

Digitized by Google

bögen vielfach aus Quadern hergestellt; die Stärke kann dann wegen der grössern Festigkeit der Quader entsprechend geringer sein.

Die Schichten der Kappen können nach Abb. 435 so angeordnet werden, wie es bei Tonnengewölben üblich ist, nämlich parallel zur Scheitellinie; in diesem Falle hat man dann gerade, horizontale Schichten; dieselben verdrücken sich gar leicht, und es muss dafür ein vollständiges Lehrgerüst hergestellt werden, wodurch erhebliche Kosten erwachsen. Es ist daher entschieden vorzuziehen und auch von jeher allgemein üblich, die Schichten rechtwinklig zu den Graten anzuordnen, wie Abb. 436 zeigt; dann werden die Schichten bogenförmig

Abb. 435.

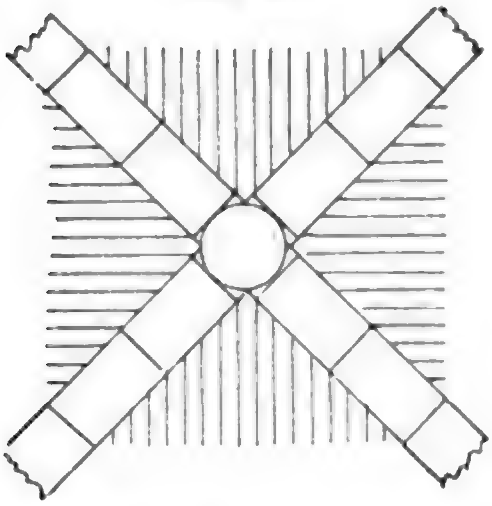
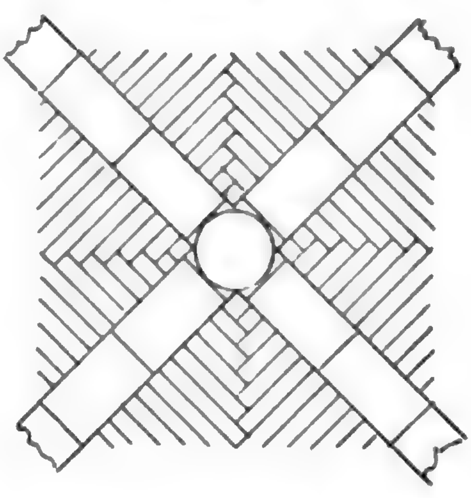


Abb. 436.



und widerstehen der Verdrückung, auch lassen sich dieselben ohne Lehrgerüst „aus freier Hand" ausführen. Man stellt dann nur unter den Gratbögen Lehrgerüste auf; davon geht das eine in eins durch, und in seiner Mitte schliessen die beiden Hälften des zweiten Gratbogen-Lehrgerüstes sich an. In der Mitte wird zur Unterstützung ein Pfosten, der sog. Mönch, mit Keilen aufgestellt. Der Schlussstein ist ein gemeinschaftlicher für alle zusammentretenden Gratbogenschenkel; bei wichtigen Bauwerken (Kirchen u. s. w.) ist derselbe vielfach reich gegliedert und ornamentiert, nach unten vortretend, behandelt.

Da beim Entrüsten des Gewölbes eine Senkung eintritt, so muss das Lehrgerüst der Gratbögen mindestens um das Maass dieser Senkung höher gestellt werden. In der gotischen Bauperiode, in der die Wölbkunst zu hoher Blüte sich entwickelt hat, ist man nun aber in der Überhöhung des Scheitels der Gratbögen über den Scheitel der Schildbögen ganz erheb-

Digitized by Google

lich weiter gegangen, man hat diese Überhöhung in vielen Fällen zu $^1/_{10}$ — $^1/_5$ der Spannweite hergestellt, wie Abb. 437 zeigt. Es entstehen dadurch steigende Kappen, da der Scheitel der Kappen nach der Mitte hin ansteigt. Durch die starke Überhöhung wird die Standfestigkeit des Gewölbes vergrössert, da durch die grössere Pfeilhöhe der Gratbögen deren Tragfähigkeit vergrössert und der Schub vermindert wird, und ferner wird durch die Überhöhung ein günstigeres Ansehen gewonnen. In der gotischen Bauperiode hat man nun ausserdem noch eine wesentliche Vervollkommnung eingeführt, darin bestehend, dass man den Scheitel der Kappen nicht gerade, sondern nach Abb. 438 bogenförmig herstellt, sodass sie kuppelartig, busig, werden; man nennt solche Kappen busige Kappen. Dadurch wird die Standsicherheit erheblich erhöht,

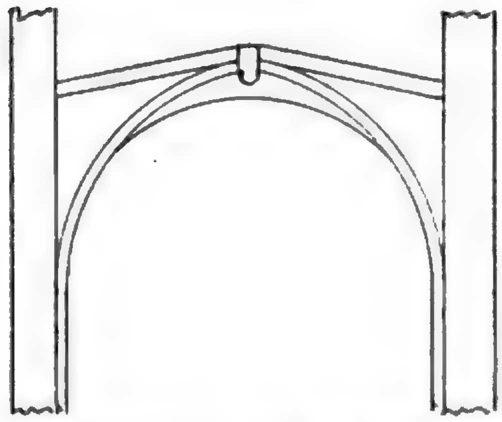


Abb 437.

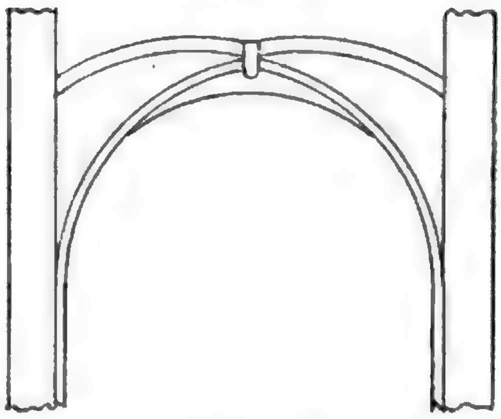


Abb. 438.

die Wölbung aus freier Hand wesentlich erleichtert und ein günstigeres Aussehen gewonnen. Durch den Busen der Kappen ist ferner die Standfähigkeit der in der gotischen Bauperiode zu ausgedehntester Anwendung gekommenen spitzbogigen Wölbungen erreicht; denn ein spitzbogiges Gewölbe von nur $^1/_2$ Stein Stärke in der Art hergestellt wie ein gewöhnliches Tonnengewölbe ist nicht standfähig, wie ich in meiner Schrift „Beitrag zu den Gewölbekonstruktionen" ausführlich nachgewiesen habe. Es ist daselbst dargelegt, dass der Spitzbogen keine naturwüchsige, keine zweckmässige Konstruktion ist und dass der elliptische Bogen oder der Drucklinienbogen entschieden den Vorzug verdient. Die busigen Kappen üben gegen die Stirnmauern einen Schub aus, es müssen also die Stirnmauern so stark sein, dass sie diesen Schub ertragen können. Durch die Anwendung stark ansteigender busiger Kappen nähert sich das Gewölbe in konstruktiver Hinsicht schon sehr dem böhmischen Gewölbe.

Digitized by

Hat der Scheitel der Gratbögen eine geringere Pfeilhöhe als der Scheitel der Stirnbögen, so ergeben sich fallende Kappen, wie Abb. 439 zeigt. Solche Kappen sind ungünstig, da sie die Belastung der Gratbögen vergrössern und deren

Abb. 439.

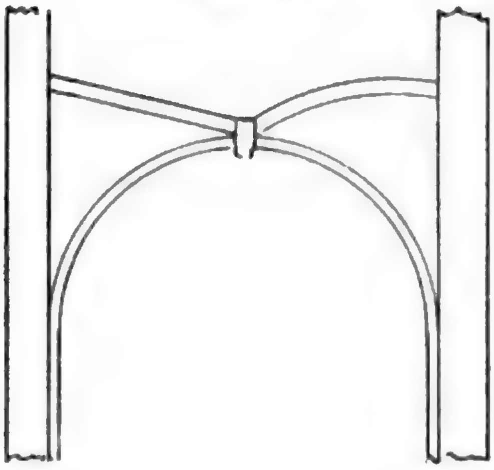
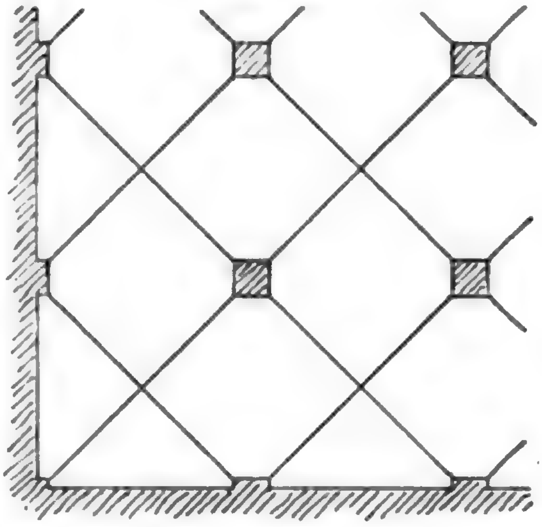


Abb. 440.



Horizontalschub verstärken und weil sie ein ungünstiges, gedrücktes, unsicheres Aussehen gewähren. Die fallenden Kappen können mit geradem Scheitel oder auch busig hergestellt werden.

Abb. 441.

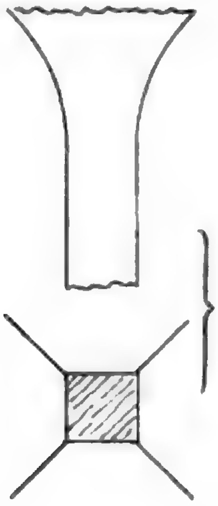


Abb. 442.

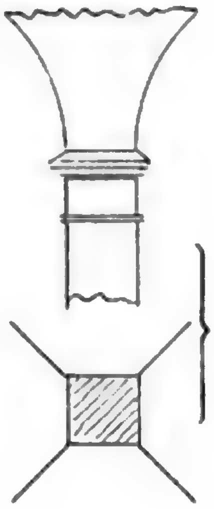
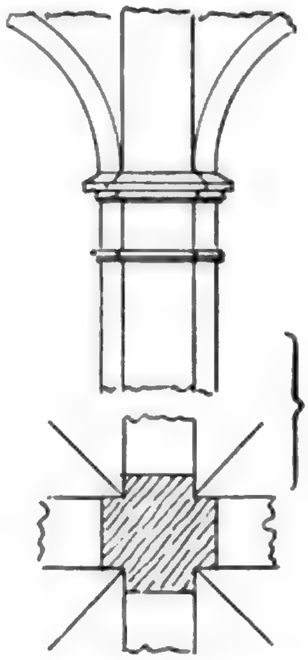


Abb. 443.



Räume von grosser Breite werden durch Pfeiler oder Säulen in Abteilungen zerlegt, um mässige Spannweiten zu erlangen. Diese Abteilungen der Kirchen und Hallen heissen Schiffe; man sagt z. B. die Kirche habe zwei bezw. drei oder

fünf Schiffe. Meistens wird in der Mitte ein Schiff hergestellt, das sog. Mittelschiff, die übrigen Schiffe heissen dann Seitenschiffe bezw. Querschiffe. Am einfachsten gestaltet sich die Überwölbung, wenn die Spannweiten aller Abteilungen gleich angenommen werden, dann werden in allen Abteilungen die Schildbögen sowie auch die Gratbögen gleich. Die in Abb. 440 dargestellte Art der Wölbung ist die einfachste; die Gewölbe der einzelnen Abteilungen gehen ungetrennt ineinander über, und die Gratlinien treffen auf die Ecken der Pfeiler; diese können nach Abb. 441 schlicht hergestellt oder aber nach Abb. 442 mit einem Kapitälgesimse versehen werden. Die erstere Behandlung, bei welcher die Pfeilerflächen ungetrennt in die Gewölbeflächen übergehen, ist eine sehr rohe und

Abb. 444.

Abb. 445.

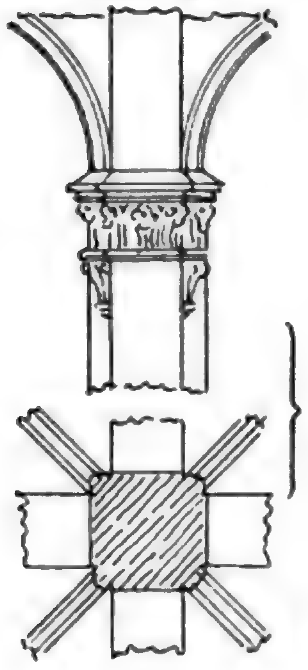


Abb. 446.

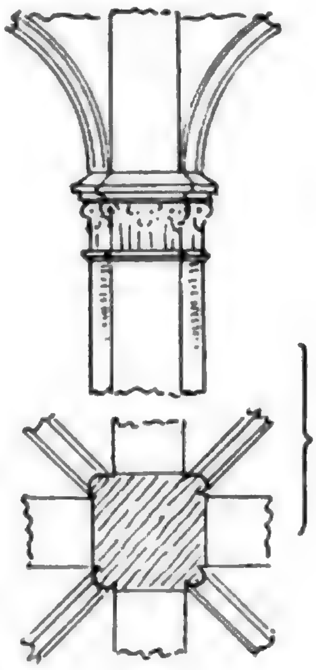
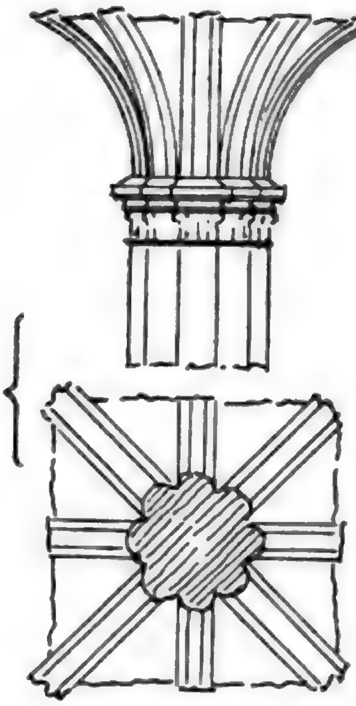


Abb. 447.



daher nur in ganz untergeordneten Fällen zulässig. Günstiger ist die zweite Art, aber die Wölbung hat dabei kein günstiges Ansehen. Entschieden günstiger ist die in Abb. 443 gezeichnete Art, bei welcher die einzelnen Gewölbe durch vortretende Gurtbögen voneinander abgetrennt werden und die Pfeiler der vortretenden Gurtbögen entsprechende Vorsprünge erhalten. Noch günstiger ist die in Abb. 444 gezeichnete Art, bei welcher nach unten vortretende gegliederte Grate ausgeführt werden. Für diese vortretenden Grate müssen entsprechende Unter-

stützungen geschaffen werden, entweder durch Konsolen, Abb. 445, oder durch sog. Dienste, Abb. 446. Die untere Ansicht der Gurtbögen kann auch nach Abb. 447 gegliedert werden, wodurch ein noch reicheres Aussehen gewonnen wird. Die Pfeiler werden in diesem Falle als Bündelsäulen oder auch als Säulen mit schlichtem Schafte, wie Abb. 447 a zeigt, hergestellt. Es können auch die Gliederungen der Gurtbögen und der Gratbögen an den Pfeilerschäften nach unten fortgeführt werden, wie Abb. 448 zeigt, in welchem Falle dann kein Kapitäl angewandt wird.

Abb. 447a.

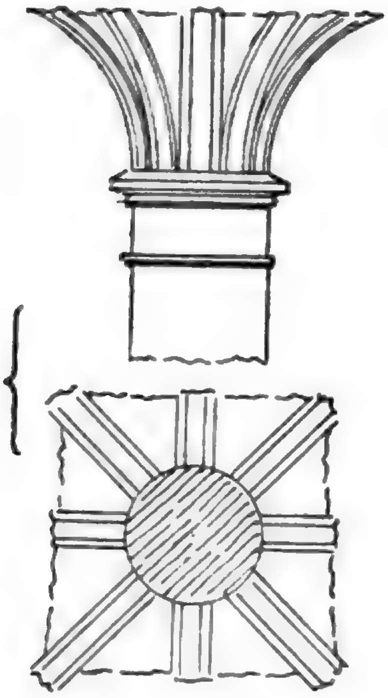
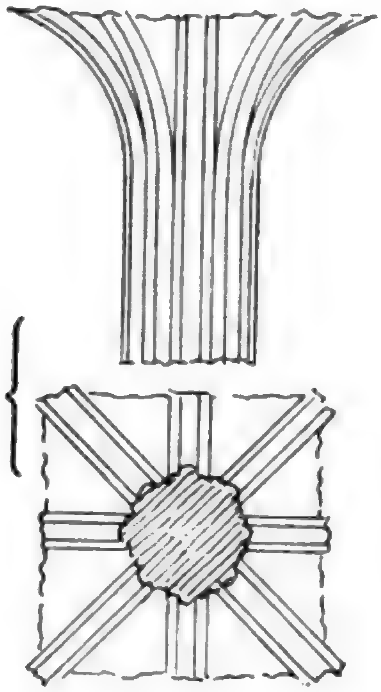


Abb. 448.

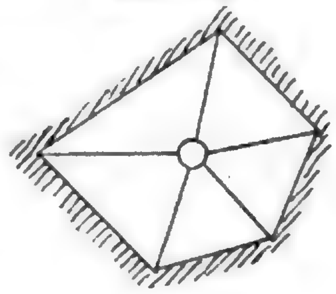


Das Mittelschiff der Kirchen wird allgemein in grösserer Breite als die Seitenschiffe hergestellt. In der romanischen sowie auch in der gotischen Bauperiode hat man dem erstern in vielen Fällen eine doppelt so grosse Breite als den Seitenschiffen gegeben. Die Spannweiten sind alsdann sehr verschieden, und es ergiebt sich daraus bei Hallenkirchen, wenn alle Gurt- und Schildbögen halbkreisförmig hergestellt werden sollen, ein sehr grosser Übelstand. In den schmalen Seitenschiffen, deren Gurtbögen erheblich niedriger sind als die Gurtbögen des breitern Mittelschiffes, ergiebt sich nämlich der Übelstand sehr stark fallender Kappen. Zur Milderung dieses Übelstandes hat man in der romanischen Periode verschiedene Mittel in Anwendung gebracht, starke Überhöhung der schmäleren Gurtbögen oder Aufstelzung derselben; diese Mittel haben aber

Digitized by Google

nicht befriedigt, und so ist man auf die Anwendung des **Spitzbogens** geführt, der eine günstigere Lösung ermöglichte. Da nun aber der Spitzbogen in konstruktiver Beziehung ungünstig ist, wie ich in meiner Schrift „Beitrag zu den Gewölbekonstruktionen" nachgewiesen habe, so empfiehlt es sich, statt dessen den elliptischen Bogen in Anwendung zu bringen.

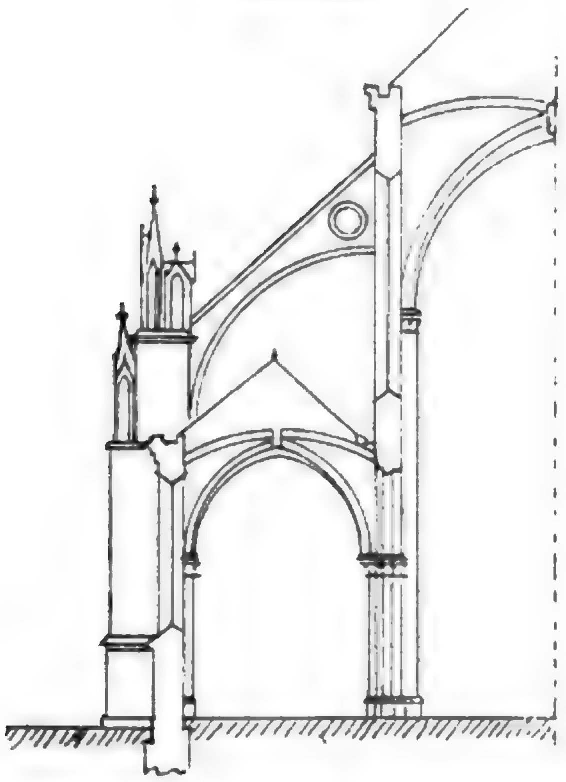
Abb. 449.



Bei Gewölben über unregelmässiger Grundform wird der Schlussstein lotrecht über dem Schwerpunkte der Grundfläche angeordnet, wie Abb. 449 zeigt.

Das Kreuzgewölbe ist in mehrfacher Hinsicht günstiger als das Tonnengewölbe. Das letztere erfordert an beiden Längenseiten durchweg Widerlagsmauern, während beim Kreuzgewölbe der Schub sich in einzelnen Punkten vereinigt und daselbst durch Strebepfeiler aufgehoben wird, zwischen den Strebepfeilern aber schwache Stirnmauern genügen. Die Masse des Mauerwerks stellt sich hierbei geringer als beim Tonnengewölbe. Ferner ist beim Kreuzgewölbe die Innenseite der Umfassungsmauern grösstenteils frei bis zum Scheitel der Schildbögen, während sie beim Tonnengewölbe nur bis zum Kämpfer frei ist; im erstern Falle erscheint also die Höhe des Raumes grösser, und es können die Fenster bis nahe an den Scheitel der Schildbögen hinaufgeführt werden.

Abb. 450.



Bei den Kathedralkirchen, deren Mittelschiff eine erheblich grössere Höhe hat als die Seitenschiffe, wendet man zur Abfangung des Gewölbeschubes des hohen Mittelschiffes **Strebebögen** anstatt der Strebepfeiler an, wie solches Abb. 450 (Profil des Strassburger Münsters) und Abb. 451 (Profil des Kölner Doms) zeigen.

Bei Hallenkirchen haben die Strebepfeiler einem Schub zu widerstehen, gleich dem Schub des mittlern Gewölbes; denn

Digitized by Google

nach Abb. 452 wirkt darauf der Schub des Seitengewölbes *a* und ausserdem die Differenz zwischen dem grössern Schub des Mittelgewölbes *b* und dem kleinern Schub des Seitengewölbes *c*; also beträgt der ganze Schub auf den Strebepfeiler $H = a + b - c$, und da nun $a = c$ ist, so ist $H = b$.

Abb. 451.

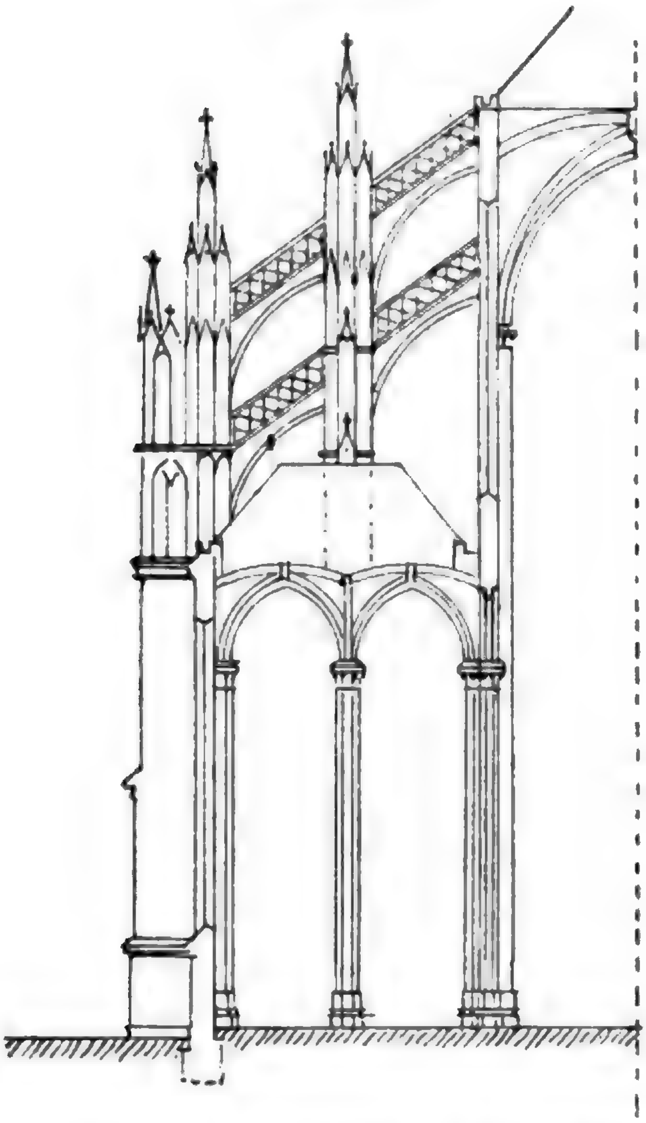
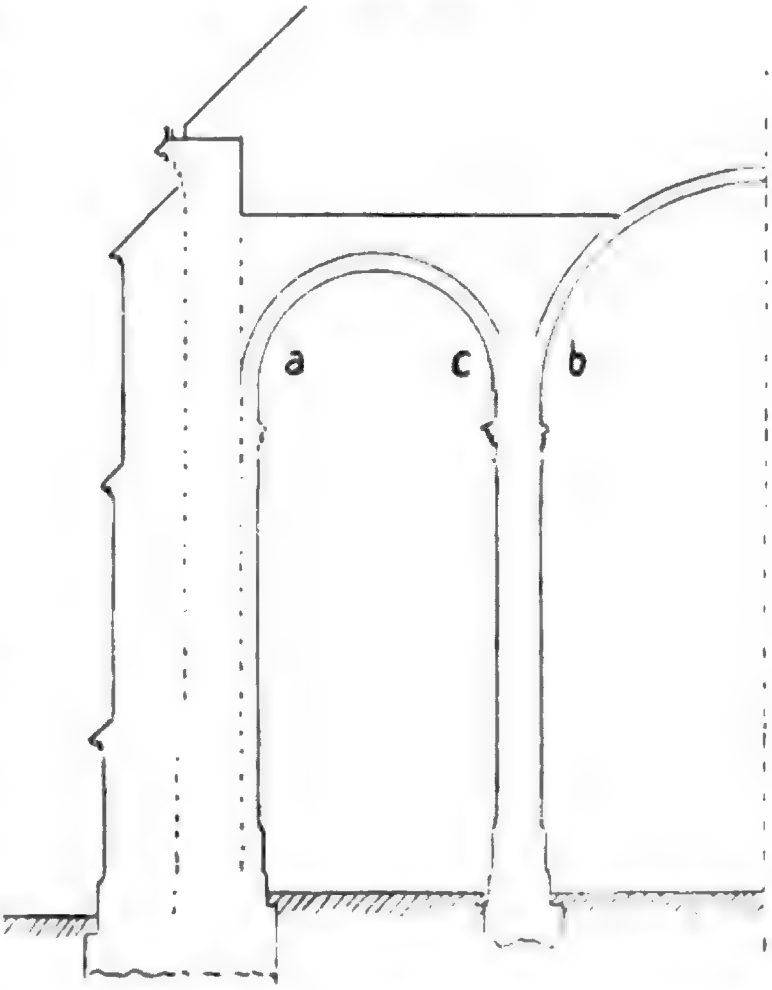


Abb. 452.



Ist die Differenz der Schübe keine grössere, so genügt zur Übertragung auf den Strebepfeiler der hoch hintermauerte Gurtbogen des Seitenschiffes und der Scheitel der Kappen; ist aber die Differenz der Schübe eine grössere, so muss über dem Gurtbogen des Seitenschiffes eine Übermauerung hergestellt werden, damit nicht durch den starken Schub des Mittelgewölbes der Pfeiler hinübergeschoben werde.

§ 144. Das Sterngewölbe und Netzgewölbe.

In der spätgotischen Bauperiode hat man zur Erlangung eines reichern Aussehens das sog. Sterngewölbe in grosser

Digitized by Google

Mannigfaltigkeit in Anwendung gebracht. Werden bei einem Kreuzgewölbe ausser den vortretenden Diagonalrippen in den Kappen noch vortretende Zwischenrippen hergestellt, wie z. B. Abb. 453 zeigt, so bildet sich eine sternartige Figur, ein Sterngewölbe. In der Konstruktion ist dieses Gewölbe im wesentlichen ein Kreuzgewölbe. Die Zwischenrippen haben ausser der Verzierung auch noch den Nutzen, dass sie eine Verstärkung der Kappen schaffen. Es kann das Sterngewölbe auch in der Art eines böhmischen Gewölbes kuppelartig hergestellt werden, mit verstärkenden und verzierenden Rippen, wie z. B. die

Abb. 453.

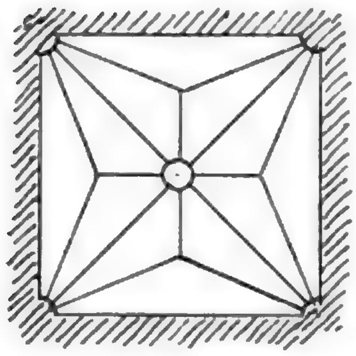


Abb. 454.

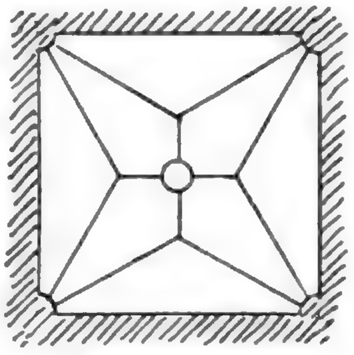


Abb. 455.

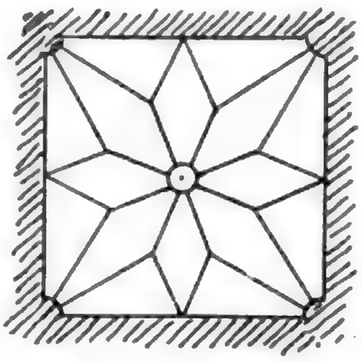


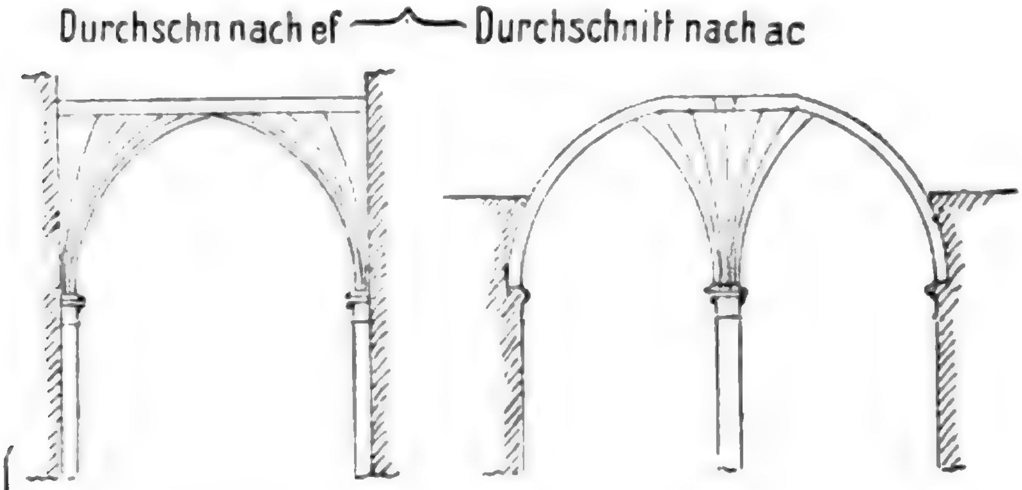
Abb. 454 und 455 zeigen. Für die Ausführung müssen die Rippen, die aus Ziegeln oder aus Quadern hergestellt werden können, durch Lehrbögen unterstützt werden. Die Zwischenräume zwischen den Rippen werden sodann mit schwachen Kappen aus freier Hand ausgefüllt. Sind benachbarte Kreuzgewölbe nicht durch Gurten vollständig voneinander geschieden, so geht das Rippenwerk ineinander über, es erscheint dann wie eine Art Flechtwerk oder Netzwerk, und man nennt derartig behandelte Gewölbe Netzgewölbe. In solcher Art hat man auch Tonnengewölbe netzartig mit Rippen versehen.

§ 145. Das normannische Gewölbe. (Trichter- oder Fächergewölbe.)

Dieses Gewölbe, welches während des Mittelalters in England bei den Kirchenbauten zu ausgedehnter Anwendung gekommen ist, hat wie das Kreuzgewölbe an allen Seiten Stirnen. Der Schub vereinigt sich an den Ecken und wird daselbst durch Strebepfeiler aufgehoben. Die Gewölbelinie kann der Halbkreisbogen oder der Spitzbogen oder der elliptische Bogen u. s. w. sein; in England ist meistens der Spitzbogen angewandt. Am einfachsten gestaltet sich das normannische Gewölbe über einem

quadratischen Raume, wie Abb. 456 zeigt. Die Ecken sind entweder scharf, oder es sind daselbst nach Abb. 457 Viertelsäulen angebracht. Die unteren Flächen sind schlicht oder mit Rippen und Ornamenten versehen. Denkt man sich um jede Ecke *a, b, c* und *d* den halben Schildbogen einen Viertelkreis herumgedreht, so beschreibt derselbe die fragliche Gewölbfläche. Die obere Kante dieser vier Gewölbeteile bildet in

Abb. 456.



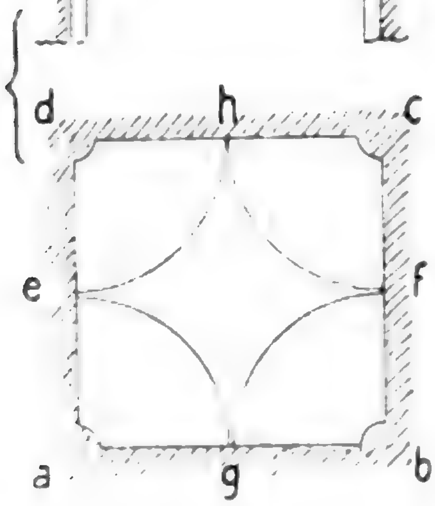
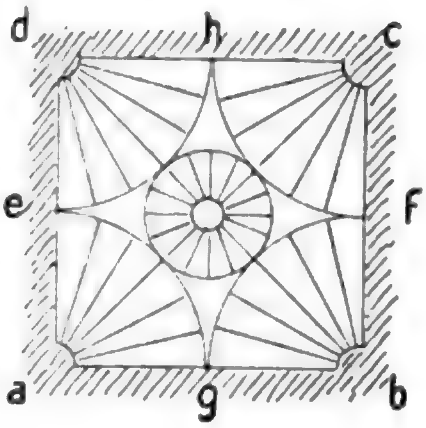


Abb. 457.



der Horizontalprojektion einen Viertelkreis *e g*, *g f*, *f h* und *h e* und befindet sich in gleicher Höhe. Die Fläche zwischen den oberen Kanten *e g*, *g f*, *f h* und *h e* wird durch ein scheitrechtes oder besser durch ein flachbogiges Gewölbe geschlossen, gegen welches die aus den Ecken aufgeführten Gewölbeteile sich stützen und dadurch ihre Standfähigkeit erlangen. Die mittlere flachbogige Wölbung wird in ringförmigen Schichten ausgeführt. Dieses flachbogige Gewölbe ist nun aber ein schwacher Teil der Wölbung, und es ist also die Konstruktion des Kreuzgewölbes eine sicherere.

Digitized by Google

Über oblongen Räumen gestaltet sich das normannische Gewölbe so, wie Abb. 458 zeigt.

Grosse Räume werden durch Säulen in Abteilungen von angemessener Spannweite zerlegt, wie Abb. 459 zeigt. Die Säulen erhalten ein Kapitäl, oder die Rippen des Gewölbes setzen sich am Säulenschafte fort, wie Abb. 460 zeigt.

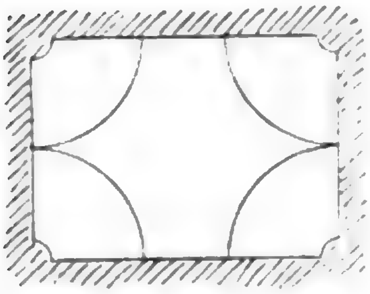


Abb. 458.

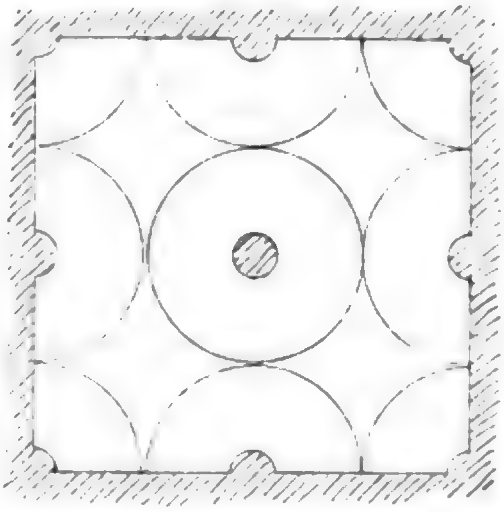


Abb. 459.

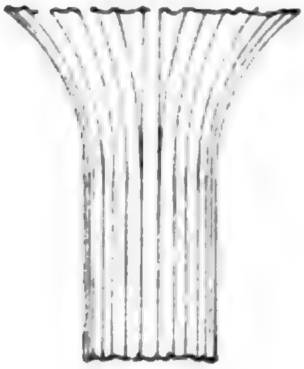


Abb. 460.

§ 146. Das Klostergewölbe.

Dasselbe kann auch, wie das Kreuzgewölbe, als bei der Durchkreuzung zweier Tonnengewölbe von gleicher Pfeilhöhe sich bildend, bezeichnet werden, aber mit dem wesentlichen Unterschiede, dass beim Klostergewölbe nur diejenigen Teile der sich kreuzenden Tonnengewölbe in Anwendung kommen, welche den Widerlagsseiten sich anschliessen, während beim Kreuzgewölbe nur die den Stirnseiten sich anschliessenden Teile angewandt werden. Beim Klostergewölbe sind demnach alle Umfangsseiten Widerlager, während beim Kreuzgewölbe alle Umfangsseiten Stirnen sind. Die Gewölbelinie kann auch für das Klostergewölbe eine der beim Kreuzgewölbe genannten sein. Die Pfeilhöhe beider sich kreuzenden Gewölbe muss gleich sein, und die Diagonalen müssen in der Horizontalprojektion gerade Linien bilden. Über einem quadratischen

Digitized by Google

Raume, Abb. 461, sind die Gewölblinien beider sich kreuzenden Gewölbe ganz gleich; ist also der Durchschnitt *A B* z. B. ein Halbkreis, so ist auch der Durchschnitt *C D* ein ganz gleicher Halbkreis. Ist aber der Grundriss ein Oblongum, wie Abb. 462, und ist *C D* als Halbkreis angenommen, so ist der Durchschnitt *A B* eine liegende Ellipse. In beiden Fällen sind die Diagonalen ebenfalls Ellipsen. Die Gewölbeteile bilden in

Abb. 461.

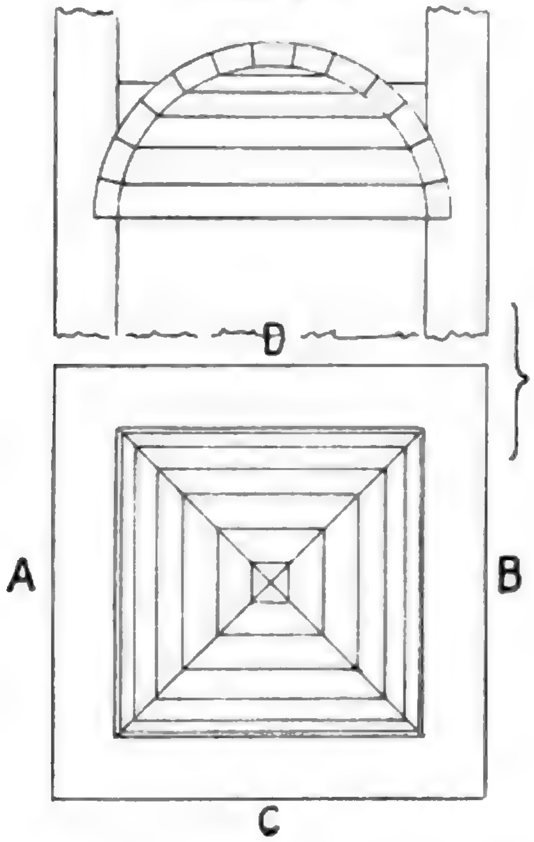


Abb. 462.

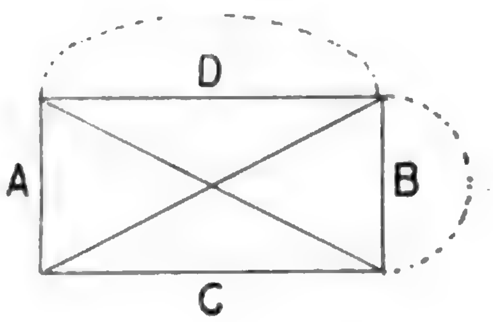


Abb. 463.

der Diagonale nach unten eine einwärts springende Kante *k*, eine Kehle nach Abb. 463. Die Wölbschichten werden, wie beim Tonnengewölbe üblich, parallel zum Widerlager, also horizontal angeordnet. In der Diagonale, der Kehle, soll keine Fuge sein. Das ganze Gewölbe muss mit Lehrgerüst versehen werden; in den Diagonalen werden Lehrbögen aufgestellt und an diese schliessen sich die Lehrbögen der Gewölbeteile an.

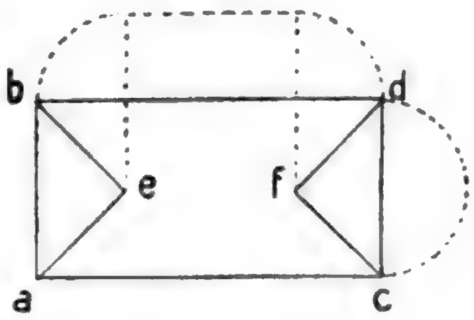
§ 147. Das Muldengewölbe.

Über einem oblongen Raume, Abb. 464, kann eine dem Klostergewölbe ähnliche Überwölbung in der Art ausgeführt werden, dass vor jeder der kurzen Seiten *a b* und *c d* ein Gewölbeteil nach dem gleichen Bogen der Hälfte des Gewölbes der Langseiten ausgeführt wird; es ergeben sich dann Kehl-

Digitized by Google

linien *a e* und *b e*, sowie *c f* und *d f*, gerichtet im Grundrisse unter 45°. Ein solches Gewölbe heisst Muldengewölbe. Dasselbe hat also, in Übereinstimmung mit dem Klostergewölbe, an allen vier Seiten Widerlager, unterscheidet sich aber von demselben dadurch, dass nicht ein einheitlicher Schlussstein im Scheitel vorhanden ist, sondern von *e* bis *f* eine Tonnengewölbe-Schlusssteinschicht sich befindet.

Abb. 464



§ 148. Das Kuppelgewölbe.

Dasselbe ist ein Klostergewölbe über einem kreisförmigen Raume. Die ganze kreisförmige Umfangsmauer bildet also Widerlager. Die Gewölblinie kann eine von den vorhin unter

Abb. 465.

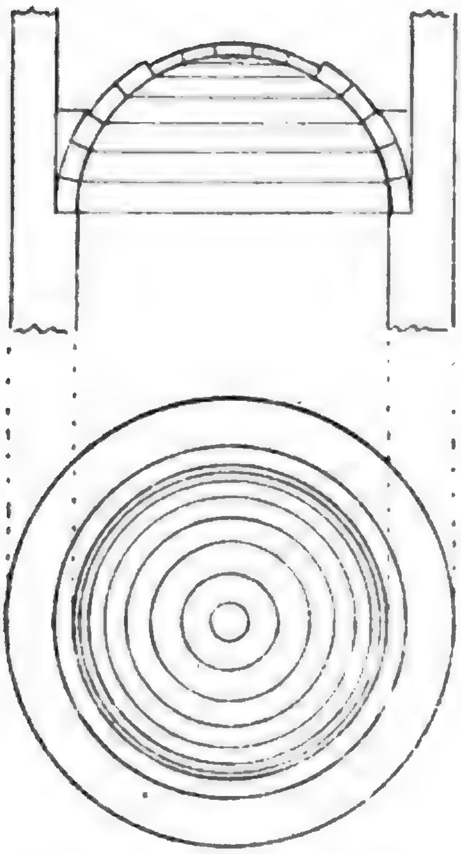
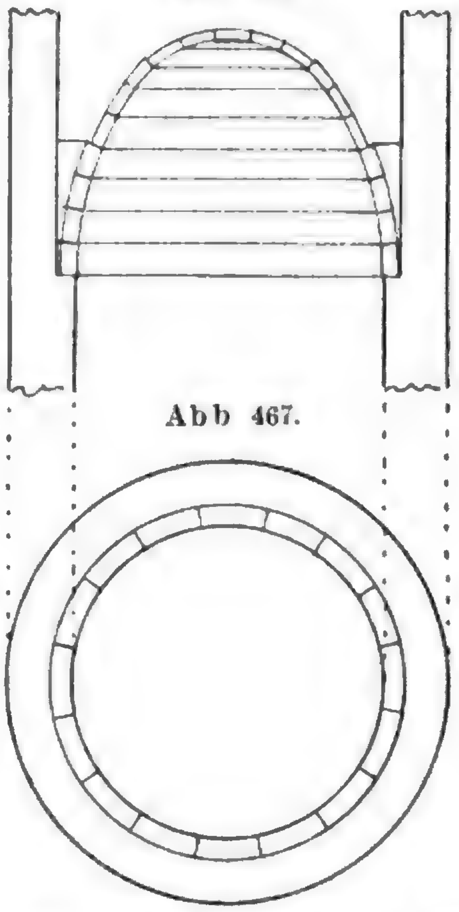


Abb. 466.

Abb 467.



Kreuzgewölben angegebene sein. Ist die Bogenlinie nach Abb. 465 ein Halbkreis, so bildet das Gewölbe eine Halbkugel und wird dann Kugelgewölbe genannt. Ein solches Gewölbe erscheint aber, von unten gesehen, ungünstig gedrückt, und deshalb hat man bei den wichtigeren Kuppeln den stehenden

Digitized by Google

Ellipsenbogen oder einen diesem ähnlichen Bogen in Anwendung gebracht, wie Abb. 466 zeigt, zumal solche auch in statischer Hinsicht erheblich günstiger sind, als der Halbkreisbogen. Am günstigsten ist die Bogenlinie, welche der Drucklinie entspricht. Die Gewölbschichten laufen, wie beim Klostergewölbe, parallel zum Widerlager, also befindet sich jede Schicht in einer Horizontalebene und bildet im Grundrisse einen vollen Kreis, also einen nach innen unverschieblichen, festen Ring, wie Abb. 467 zeigt. Dieserhalb kann das Kuppelgewölbe **ohne** Lehrgerüst ausgeführt werden; bei Herstellung einer Schicht müssen allerdings die einzelnen Steine dieser Schicht vorerst gehalten werden, solange bis dieselbe vollendet ist, alsdann ist die Schicht für sich völlig standfähig, da die den Ring bildenden,

Abb. 468.

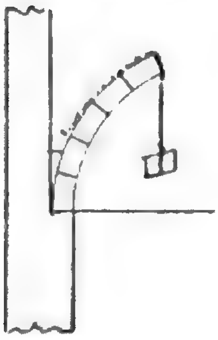
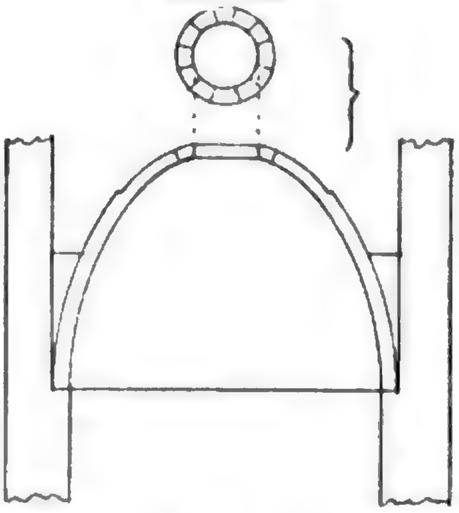


Abb. 469.



nach innen keilförmig gestalteten Wölbsteine sich nicht verschieben können, also ein weiteres Halten nicht bedürfen. Der zunächst nötige Halt der Wölbsteine wird teils durch die Adhäsion des Mörtels gewonnen, teils dadurch bewirkt, dass man über den zu haltenden Stein eine Schnur spannt, welche an der Aussenseite der Kuppel befestigt und nach innen zu mit einem Gewicht versehen wird, wie Abb. 468 zeigt. Um die Gewölbsteine richtig vermauern zu können, stellt man eine aus Brettern gebildete Schablone her, welche sich um einen Mittelpfosten dreht und daher beim Vermauern der Wölbsteine benutzt werden kann. Das Kuppelgewölbe wird auf $1/3$—$1/2$ seiner Höhe hintermauert oder aber auch ohne Hintermauerung ausgeführt. Meistens wird im Scheitel eine Lichtöffnung hergestellt, zu deren Einfassung ein sog. Kranz nach Abb. 469 angewandt wird. Über der obern Öffnung ist in vielen Fällen eine sog. Laterne errichtet, wie z. B. bei der Kuppel der Peterskirche in Rom, der Kuppel

der Domkirche in Florenz u. s. w. Diese Kuppeln sind sog. Doppelkuppeln, bestehend aus einer innern und einer äussern Kuppel, beide durch Quermauern verbunden. Um den Schub zu vermindern, hat man vielfach leichtere Steine oder Töpfe in Anwendung gebracht.

Der Bau grosser Kuppeln gehört zu den kühnsten und schwierigsten Aufgaben; zu deren Bewältigung ist das gründliche Studium der berühmten ausgeführten Kuppeln nach den vorhandenen Spezialwerken geboten. Hier sollen über einige derselben kurze Notizen angeführt werden.

Kuppel des Pantheons in Rom, erbaut im Jahre 25 n. Chr.; eine Halbkugel von 43 m lichtem Durchmesser, also 21,5 m Pfeilhöhe; die Umfangsmauer 6 m stark, 22 m bis zum Kämpfer hoch, mit 8 grossen Nischen; das Gewölbe aus Ziegeln, oben 1,2 m stark, kassettiert; das Oberlicht 9 m im Durchmesser.

Kuppel des Grabmals der Constanzia in Rom; 11,3 m Durchmesser im Lichten; Pfeilhöhe 5,3 m; etwa 0,5 m Gewölbstärke; Ziegelrippen, dazwischen Beton; Widerlagsmauer 14,4 m hoch, 1,74 m stark.

Kuppel des Baptisteriums Johannes in Florenz; achteckig; 25,6 m Durchmesser im Lichten; 14,8 m Pfeilhöhe, 1 m stark aus Ziegeln; die Widerlagsmauern 3,4 m stark, 18 m bis zum Kämpfer hoch; erbaut etwa 430 n. Chr. Da die Umfassungswände keinen Kreis, sondern ein achtseitiges Polygon bilden, so ist die Überwölbung streng genommen ein Klostergewölbe, da aber ein solches über einem polygonalen Grundrisse in der Ansicht grosse Ähnlichkeit mit einem Kuppelgewölbe über einem kreisförmigen Grundrisse hat, so ist es üblich geworden, derartige Klostergewölbe auch als Kuppeln zu bezeichnen.

Kuppel von San Vitale in Ravenna; 19,6 m Durchmesser im Lichten, halbkreisförmig; das Gewölbe etwa 0,7 m stark, aus Töpfen hergestellt, welche die Kuppel in zwei Lagen spiralförmig, ähnlich wie mit einem Seile, umwinden und mit einem festen Mörtel umgeben sind. Die Hintermauerung ist gleichfalls aus Töpfen hergestellt. Erbaut um 540 n. Chr.

Kuppel der Sophienkirche in Konstantinopel; erbaut 563 n. Chr.; 30 m Durchmesser im Lichten, 13,6 m Pfeil; über den unteren Fenstern 0,75 m, im Scheitel 0,62 m stark aus Ziegeln.

Digitized by Google

Die Doppelkuppel der Kirche Santa Maria del fiore in Florenz, achteckiges Klostergewölbe, 42,6 m Durchmesser im Lichten, 31,5 m Pfeilhöhe, Spitzbogen, die innere Kuppel durchweg 2,15 m stark, die äussere Kuppel unten 0,85 m, oben 0,60 m stark, der Zwischenraum zwischen beiden unten 1,2 m, oben 1,4 m breit, darin befinden sich die zur Laterne führenden Treppen; die Widerlagsmauer ein 17 m hoher Tambour, 5 m stark; die Kämpferlinie der Kuppel 55 m über dem Fussboden der Kirche, die innere und die äussere Kuppel durch Quermauern verbunden, die Laternenöffnung im Scheitel 5,6 m Durchmesser im Lichten. In dem untern Teile der Kuppeln zwischen den beiden Gewölben ist ein Kranz, aus starken Hölzern konstruiert, angebracht. Es haben sich Risse und Sprünge in der Kuppel gebildet. Erbaut von Bruneleschi, vollendet im Jahre 1461, 15 Jahre nach dessen Tode.

Die Doppelkuppel der Peterskirche in Rom, 42,5 m Durchmesser im Lichten, 29 m Pfeilhöhe, Höhe des Kämpfers über dem Fussboden 72 m und Höhe des Scheitels über dem Fussboden 101 m, der Tambour 3 m Mauerstärke mit 0,9 m vortretenden Rippen und 16 Strebepfeilern, darunter die Mauerstärke 9 m. Stärke der Kuppel über Widerlager 3 m (einschliesslich Rippen 3,9 m), voll bis 14,2 m über Widerlager, daselbst 3,5 m stark. Hier trennen sich die beiden Kuppeln, die innere unten 1,75 m, oben 1,4 m stark, die äussere Kuppel unten und oben 0,6 m stark und äussere Verstärkungsrippen 0,5 m vortretend. Der Zwischenraum zwischen beiden Kuppeln unten 1,05 m, oben 2,8 m breit. Die Laternenöffnung 7,1 m Durchmesser im Lichten. Erbaut 1590. Es sind erhebliche Risse und Sprünge entstanden, daher zur Sicherung nachträglich 6 eiserne, aus Gliedern gebildete Ringe angebracht, ausser den 2 eisernen Reifen, welche schon beim Bau angewandt waren.

Kuppel der Kirche des Invalidenhauses in Paris, 24 m Durchmesser im Lichten.

Kuppel der Kirche St. Geneviève in Paris, 24 m Durchmesser im Lichten.

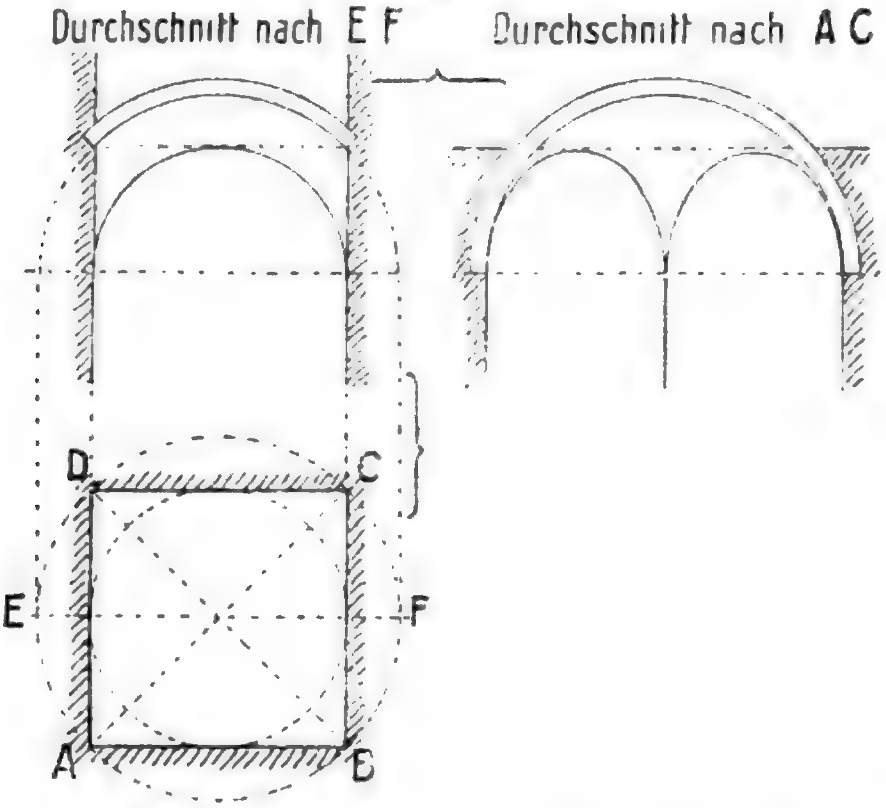
Kuppel des Museums in Berlin von Schinkel, 24 m Durchmesser im Lichten, Pfeilhöhe 23 m, die Lichtöffnung 7,3 m im Durchmesser.

Kuppel der Befreiungshalle bei Kehlheim von Klenze, erbaut 1863, 30 m Durchmesser im Lichten, halbkreisförmig, die Lichtöffnung 7,8 m im Durchmesser.

§ 149. Das böhmische Gewölbe.

Dasselbe ist ein Teil eines Kuppelgewölbes über einem eckigen Raum. Die Gewölbelinie kann eine von den vorstehend unter Kreuzgewölben angegebenen sein, meistens ist es der Halbkreis, in diesem Falle ist das böhmische Gewölbe ein Teil einer Halbkugel. Ein solches böhmisches Gewölbe über einem quadratischen Raume *A B C D* ist in Abb. 470 dargestellt. Dasselbe hat zum Durchmesser die Diagonale $A\,C = B\,D$, wäre die Halbkugel vollständig, so würde die Grundfläche der im Grundrisse punktiert angegebene Kreis sein, der die

Abb. 470.



Ecken *A*, *B*, *C* und *D* berührt. Werden nun von dieser vollen Halbkugel durch vertikale Schnitte *A B*, *B C*, *C D* und *D A* die ausserhalb befindlichen Teile abgeschnitten, so verbleibt als Rest das sog. böhmische Gewölbe, dessen Durchschnitte nach *E F* und nach *A C* in der Abbildung gezeichnet sind.

Die Wandflächen, Lünetten genannt, sind halbkreisförmig. Die unteren Teile des Gewölbes, bis zur Höhe des Scheitels der Wandbögen, heissen die Zwickel (Pendentifs) und der obere Teil des Gewölbes oberhalb des Scheitels der Wandbögen heisst die Kalotte, der Grundriss der letztern ist ein Vollkreis, welcher, im Grundrisse punktiert angegeben, die Umfangsseiten des Raumes berührt.

Digitized by Google

In Abb. 471 ist ein halbkreisförmiges böhmisches Gewölbe über einem oblongen Raume dargestellt. Dabei sind die Wandbögen ebenfalls halbkreisförmig. Die Kalotte hat zum Durchmesser das Maass der kürzern Seite des oblongen Raumes, sie beginnt erst in der Horizontale der grösseren Wandbögen, berührt also im Grundrisse nur die beiden Langseiten.

Abb. 471.

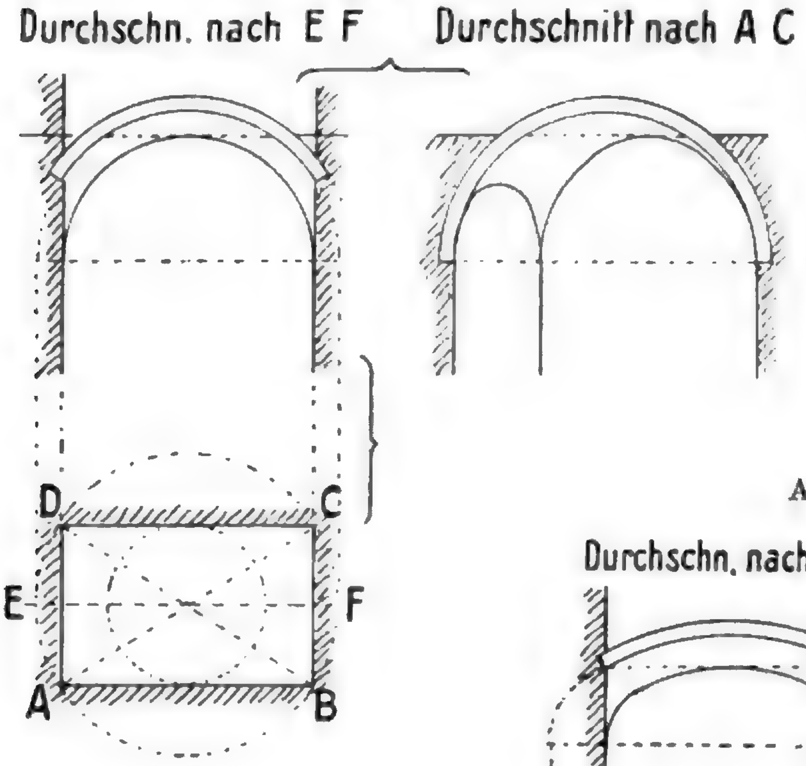
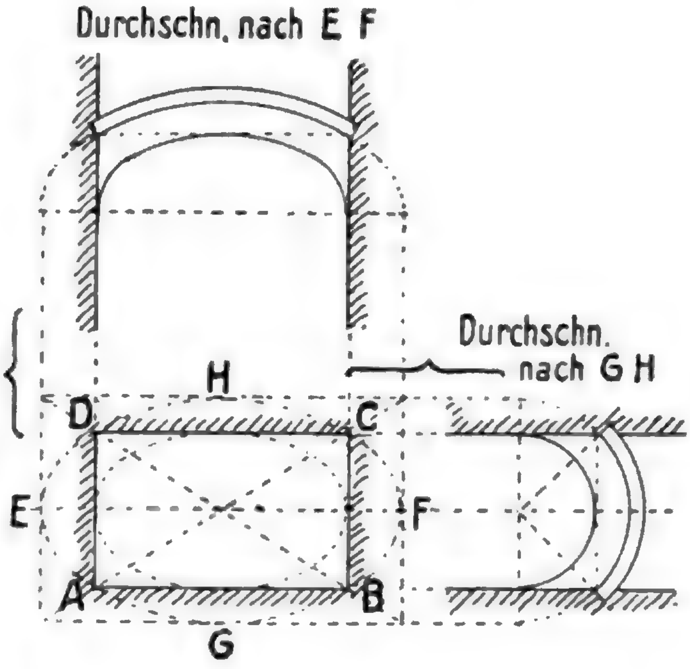


Abb. 472.



Über einem oblongen Raume kann das böhmische Gewölbe auch als Ellipsoid gebildet werden; dabei haben die Wandbögen aller Seiten gleiche Pfeilhöhe. Wird für die kürzere Seite ein halbkreisförmiger Wandbogen angenommen, wie in Abb. 472 geschehen, so muss für die längere Seite ein elliptischer Bogen von der gleichen Pfeilhöhe hergestellt werden, wird aber an der längern Seite ein halbkreisförmiger Bogen angenommen, so muss der Wandbogen der kürzern Seite eine stehende Ellipse von gleicher Pfeilhöhe sein.

Das böhmische Gewölbe übt auf die ganzen Umfangsseiten Schub aus, ist also in dieser Hinsicht ungünstiger als das Kreuzgewölbe und das normannische Gewölbe.

Ist die Höhe zur Herstellung eines halbkugelförmigen böhmischen Gewölbes zu gering, so wendet man eine gedrückte

Kalotte an, wie Abb. 473 zeigt. Da aber die einfache Brechung zwischen den Zwickeln und der gedrückten Kalotte ein unschönes Aussehen gewährt, so stellt man nach Abb. 474 an der Brechungskante ein Gesimse her.

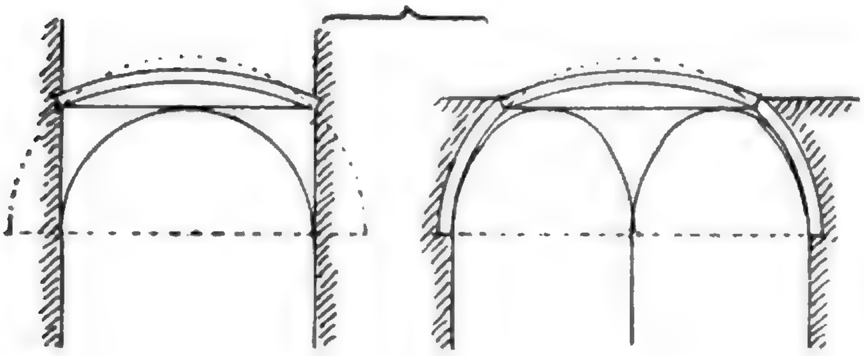


Abb. 473.

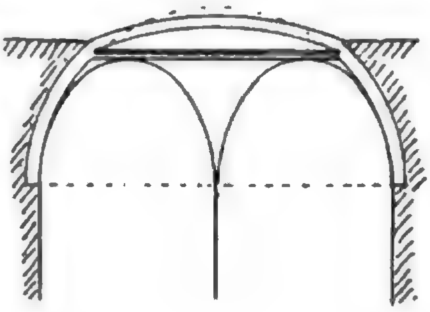


Abb. 474.

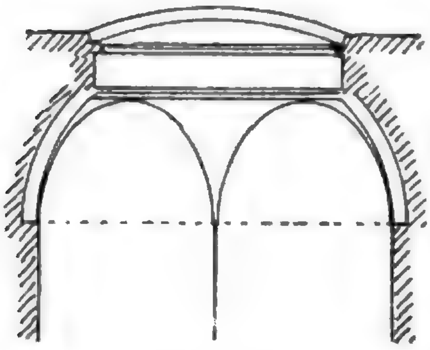


Abb. 475.

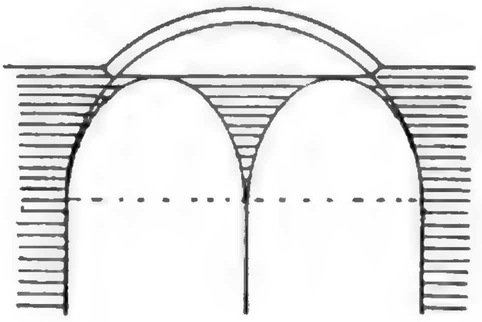


Abb. 476.

Das böhmische Gewölbe ist auch vielfach in reicherer Ausbildung nach Abb. 475 hergestellt.

Wenn das böhmische Gewölbe verputzt werden soll, so können die Zwickel ganz oder zum Teil durch Auskragung gebildet werden, wie Abb. 476 zeigt.

Grössere Räume werden nach Abb. 477 in Abteilungen zerlegt, durch Pfeiler, welche durch Gurtbögen verbunden werden.

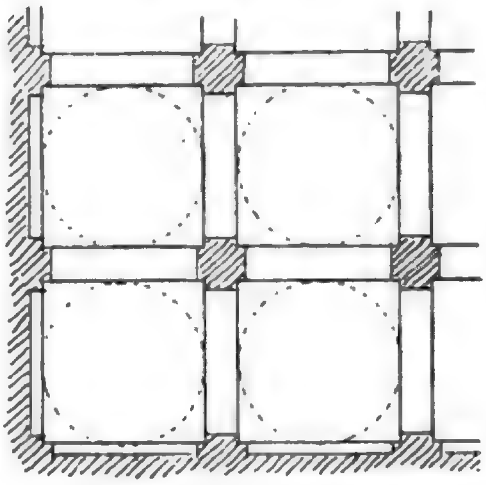


Abb. 477.

§ 150. Das Zwickelgewölbe.

Wird über den Zwickeln eines böhmischen Gewölbes eines quadratischen Raumes eine halbkreisförmige oder überhöhte Kuppel errichtet, wie Abb. 478 zeigt, so nennt man ein solches

Digitized by Google

Gewölbe Zwickelgewölbe. Es kann auch über den Zwickeln nach Abb. 479 zunächst eine cylinderförmige Mauer, Tambour genannt, aufgeführt werden, auf welcher dann die Kuppel zu stehen kommt.

Abb. 478.

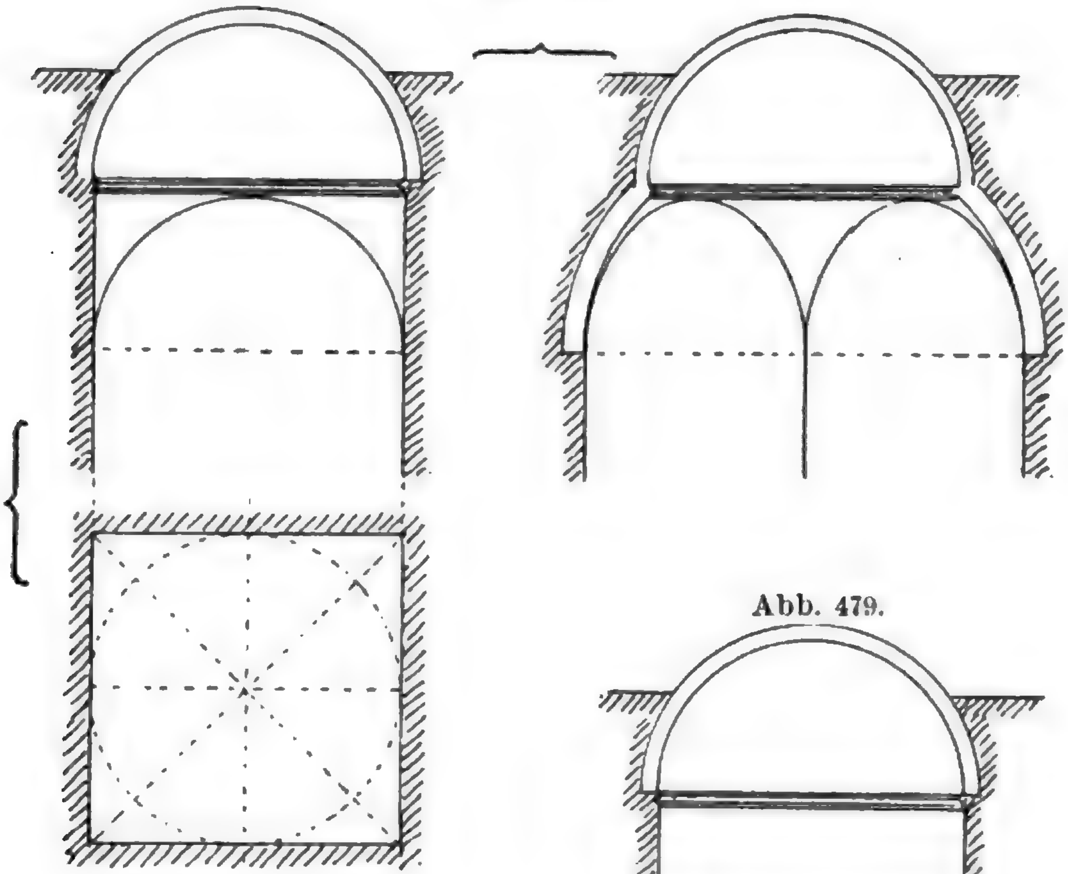
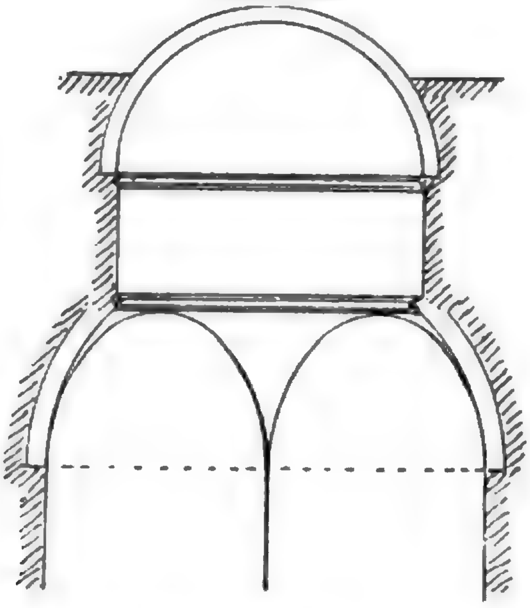


Abb. 479.



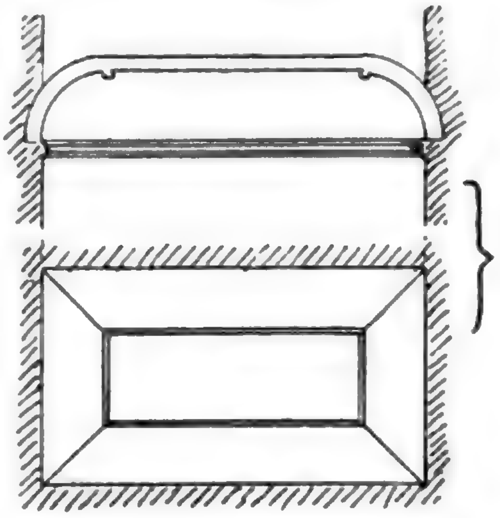
§ 151. Das scheitrechte Gewölbe und das Spiegelgewölbe.

Das sog. scheitrechte Gewölbe ist ein sehr flaches Klostergewölbe bezw. Muldengewölbe; von unten gesehen ist der Stich nicht bemerkbar und erscheint daher die untere Fläche als Ebene. Die Haltbarkeit beruht auf der Festigkeit des verwandten Mörtels, es muss daher guter Gips- oder Cementmörtel angewandt werden und ferner ist rätlich, möglichst leichte Steine (poröse Ziegel oder Hohlziegel oder Töpfe) zu verwenden. Zur Ausführung ist ein vollständiges Lehrgerüst

mit Schalung erforderlich. Der französische Graf d'Espié hat solche Gewölbe in der Art ausführen lassen, dass auf dem Lehrgerüst zwei flache Lagen von Ziegeln verbandmässig in Gipsmörtel vermauert und mit Gipsmörtel überzogen wurden.

Das Spiegelgewölbe besteht, wie Abb. 480 zeigt, aus kreisförmigen Teilen (Vouten), welche von den Umfassungswänden aus, wie beim Klostergewölbe, ansteigen, und dem mittlern scheitrechten Gewölbe, dem sog. Spiegel.

Abb. 480.



Die scheitrechten Gewölbe sind im hohen Grade unsicher und daher hat deren Anwendung längst ganz aufgehört. Derartige Decken werden jetzt mittelst eiserner Balken ausgeführt, zwischen denen man flache Gewölbe oder Cementbetonplatten herstellt.

XIII. Abschnitt.

Die Einfriedigungsmauern.

§ 152. Arten und Höhen der Einfriedigungsmauern.

Mauern zur Einfriedigung von Höfen, Gärten, Terrassen, Balkons, Brücken, Ufermauern u. s. w. werden in grosser Mannigfaltigkeit hergestellt, je nach den dabei in Betracht kommenden Umständen. Danach ist auch die Höhe derselben sehr verschieden. Einfriedigungsmauern um Höfe und Gärten werden vielfach in Höhen von 1,5—2,5 m ausgeführt. Das erstere Maass verhindert nicht den Einblick benachbarter und vorübergehender Personen, ist auch ohne grosse Schwierigkeit zu übersteigen. In diesen beiden Beziehungen ist daher eine Höhe von mindestens 1,8—2 m vorzuziehen. Mauern um grosse Gärten, in denen wertvolles Obst oder wertvolle Blumen sich befinden, sowie Mauern um grosse Lagerhöfe, in denen wertvolle Materialien gelagert werden, pflegt man 2,4—3 m hoch herzustellen, um das Übersteigen derselben zu erschweren. In besonderen Fällen hat man die Einfriedigungsmauern in noch grösserer Höhe ausgeführt, so sind z. B. die Mauern um die Höfe von Gefangenhäusern mehrfach 5—6 m hoch hergestellt. Die Einfriedigungsmauern an Terrassen, Balkonen, Brücken, Ufermauern u. s. w. stellt man meistens nur in Brüstungshöhe 0,9—1 m her. Im allgemeinen beschränkt man die Höhe so viel als irgend zulässig ist, einesteils der Kosten wegen, anderenteils weil hohe Einfriedigungsmauern einen ungünstig düstern Eindruck machen, viel Schatten geben und dem Luftwechsel hinderlich sind, was dem Pflanzenwuchse bezw. der Gesundheit unzuträglich ist. Zur Milderung dieser Übelstände wendet man verschiedene Mittel an. In den Fällen, in denen ein günstiges Aussehen erwünscht ist, z. B. bei Mauern an

Digitized by Google

Strassen, bildet man die Mauern architektonisch aus, man wendet Lisenen, Pfeiler, Gesimse, auch gemustertes Mauerwerk an. Ferner stellt man auch gemusterte Durchbrechungen her, um ein gefälliges, lebhafteres und leichteres Aussehen zu schaffen und um den Luftdurchzug und die Durchsicht zu ermöglichen.

§ 153. Stärken der Einfriedigungsmauern.

Die Stärke der Einfriedigungsmauern muss so beschaffen sein, dass sie genügenden Widerstand gegen das Umkippen durch Sturm und durch Mutwillige besitzen. Wie vorstehend in § 136, S. 280 angegeben, ist in unseren Gegenden, im Binnenlande, der stärkste Winddruck gegen eine vertikale Fläche zu 125 kg/qm anzunehmen. Bei ganz freistehenden Einfriedigungsmauern, welche dem Sturme im vollsten Maasse ausgesetzt, also nicht durch benachbarte Gebäude, Bäume, Berge u. s. w. geschützt sind, ist der Windschub von 125 kg/qm zu voll in Rechnung zu stellen. Dagegen sind Einfriedigungsmauern in Städten, welche durch benachbarte Gebäude u. s. w. erheblich gegen den Sturm geschützt sind, in geringerer Stärke standfähig, wie die nachfolgend mitgeteilten Beispiele ergeben, die seit einer längern Reihe von Jahren bestehen.

Die Einfriedigungsmauern werden entweder durchweg in gleicher Stärke ausgeführt oder sie werden mit Wandpfeilern (Lisenen) oder mit Strebepfeilern versehen. Die Pfeilermauern sind vorteilhafter als die Mauern ohne Pfeiler, da die ersteren ein grösseres Widerstandsmoment im Verhältnis zu ihrer Materialmasse haben als die letzteren. Sind die Mauern gegen die herrschenden Winde, in unseren Gegenden die westlichen, gerichtet, so ist es am günstigsten, die Pfeiler an der der Windrichtung abgekehrten Seite anzubringen, andernfalls sind, wenn thunlich, auf beiden Seiten Pfeiler herzustellen. Bei Mauern an den Grundstücksgrenzen werden aber an der, dem Nachbargrundstück zugekehrten Seite entweder gar keine Pfeiler oder höchstens Wandpfeiler von $\frac{1}{4}$ oder $\frac{1}{2}$ Stein Vorsprung angebracht.

Die Einfriedigungsmauern werden aus natürlichen Steinen (Quader- oder Rauhsteine) oder aus Ziegeln oder aus Cementbeton hergestellt. Bei den Berechnungen des Widerstandsmomentes ist das Gewicht des betreffenden Materials zu berücksichtigen und in Ansatz zu bringen: 1 cbm Mauerwerk aus natürlichen Steinen 2400—2600 kg, 1 cbm Ziegelmauerwerk 1600 kg, 1 cbm Cementbeton 1800—2200 kg.

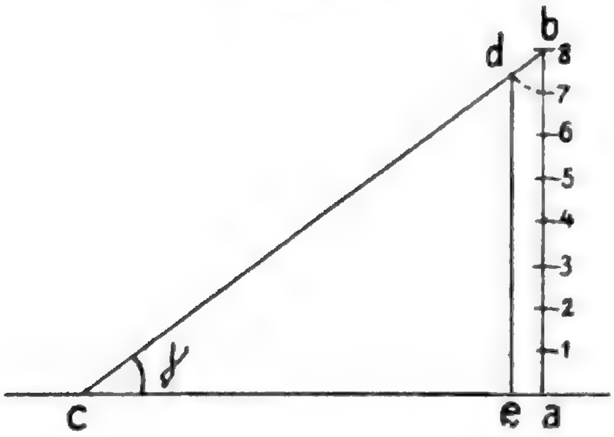
Digitized by Google

Wie im § 136, S. 310 bereits angeführt ist, können Rauhsteinmauern aus lagerhaften Steinen nicht schwächer als 45 cm und aus unregelmässigen Steinen nicht schwächer als 55—60 cm ausgeführt werden.

Haben die Einfriedigungsmauern genügenden Widerstand gegen das Umkippen durch den Windschub, so ist auch genügender Widerstand gegen mutwilliges Umkippen, sowie gegen Verschiebung (Gleiten) vorhanden.

Rondelet hat in betreff der Stärke freistehender, nicht belasteter Mauern Regeln aufgestellt, auf Grund von Untersuchungen der annoch stehenden Gebäudemauern der Ruinen der Stadt Adrienne in der Campagna von Rom, in der Nähe von Tivoli, welche mehr als tausend Jahre den Einflüssen des Wetters ausgesetzt gewesen und nach und nach auf eine solche Höhe abgemindert sind, bei welcher, nach Rondelets Meinung, freistehende Mauern sich erhalten können. Rondelet unterscheidet hinsichtlich nicht gestützter Mauern von gleichbleibender Stärke (also ohne Pfeiler), 3 Arten der Standfähigkeit: eine grosse, wenn die Stärke $1/8$ der Höhe beträgt, eine mittlere, wenn die Stärke $1/10$ und eine geringe, wenn die Stärke $1/12$ ihrer Höhe beträgt. Diese Stärken beziehen sich auf solche Mauern, welche nicht durch Pfeiler oder gegenstossende Mauern gestützt werden. Bei letzteren Mauern kann die Stärke eine geringere sein als die vorbezeichnete, und Rondelet giebt für deren Ermittelung folgende Regel: man trage nach Abb. 481 an die vertikale Höhe ab der Mauer die freie Länge derselben auf der Horizontalen ac ab, ziehe die Hypotenuse cb, teile die Höhe ab in 8, 10 oder 12 gleiche Teile, je nachdem man der Mauer eine grosse, eine mittlere oder eine geringe Standfähigkeit geben will, trage einen dieser Teile bd auf der Hypotenuse von b an ab, ziehe die Vertikale de, so ist ae die gesuchte Stärke. Dieselbe berechnet sich wie folgt: $\overline{ae}$ ist $= \overline{bd} \cdot \cos \cdot \gamma$, der Winkel γ ergiebt sich $\frac{ab}{ac} = \operatorname{tg} \gamma$.

Abb. 481.



Diese Rondeletsche Regel ergiebt kein richtiges Resultat. Eine Mauer, welche durch gegenstossende Mauern sicher gestützt ist, wird durch den Winddruck auf Durchbiegung in Anspruch genommen, wie Abb. 481a (Grundriss) zeigt; es kommt also die Biegungsfestigkeit in Frage. Diese ist nach der Elastizitätstheorie zu berechnen, in welcher Hinsicht ich auf meine Schrift: „Die Lage der neutralen Schicht bei gebogenen Körpern und die Druckverteilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung" hinzuweisen mir erlaube.

Die vorstehenden Stärkenangaben von Rondelet: $^1/_8$, $^1/_{10}$, $^1/_{12}$ der Höhe, beziehen sich auf Mauern aus natürlichen Steinen, wovon 1 cbm etwa 2400 kg wiegt.

Abb. 481 a.

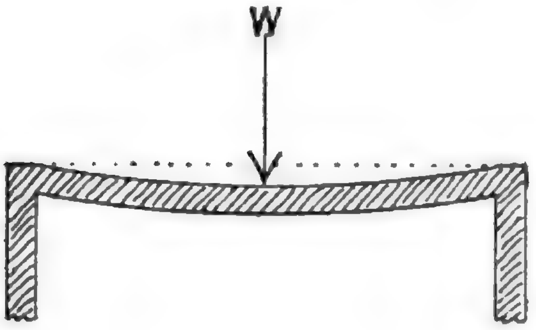
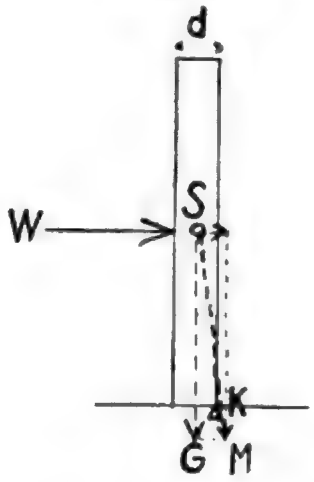


Abb. 482.



Für Ziegelmauerwerk, dessen Gewicht nur 1600 kg/cbm beträgt, sind als entsprechende Stärken anzusetzen: für grosse Stärke $\frac{1}{5^1/_3}\,h$, für mittlere Stärke $\frac{1}{6^2/_3}\,h$ und für geringe Stärke $\frac{1}{8}\,h$.

Das Verhalten einer Einfriedigungsmauer ohne Pfeiler von 3 m Höhe aus natürlichen Steinen, in der Stärke nach Rondelets Regel, stellt sich auf 1 m Länge, wie folgt:

1) Nach Abb. 482, mit grosser Stärke $d = \frac{3{,}0}{8} = 0{,}375$ m; Gewicht $G = 3{,}0 \cdot 0{,}375 \cdot 2400$ kg $= 2700$ kg. Das Widerstandsmoment ist, da die Schwerlinie S in der Mitte liegt, also der Hebelarm $SK = \frac{d}{2}$ ist: $G \cdot \frac{d}{2} = 2700\,\text{kg} \cdot \frac{0{,}375}{2}\,\text{m} = 506$ m/kg.

Digitized by

Das Windschubmoment ist unter Annahme des vollen Windschubes von 125 kg/qm $= h \cdot 125$ kg $\cdot \frac{h}{2} = 3{,}0 \cdot 125$ kg $\cdot \frac{3{,}0}{2}$ $= 563$ m/kg.

2) Mit mittlerer Stärke $d = \frac{3{,}0}{10} = 0{,}30$ m; Gewicht $G = 3{,}0 \cdot 0{,}30 \cdot 2400$ kg $= 2160$ kg. Das Widerstandsmoment ist $G \cdot \frac{d}{2} = 2160$ kg $\cdot \frac{0{,}30}{2}$ m $= 324$ m/kg. Das Windschubmoment, wie vorstehend, $= 563$ m/kg.

3) Mit geringer Stärke $d = \frac{3{,}0}{12} = 0{,}25$ m; Gewicht $G = 3{,}0 \cdot 0{,}25 \cdot 2400$ kg $= 1800$ kg. Das Widerstandsmoment $= G \cdot \frac{d}{2} = 1800$ kg $\cdot \frac{0{,}25}{2}$ m $= 225$ m/kg. Das Windschubmoment, wie vorstehend, $= 563$ m/kg.

Das Verhalten einer Einfriedigungsmauer ohne Pfeiler, von 2 m Höhe aus Ziegeln, gegen den vollen Windschub von 125 kg/qm, stellt sich auf 1 m Länge, wie folgt:

4) Mit grosser Stärke $d = \frac{2{,}0}{5^1/_3} = 0{,}375$ m; Gewicht $G = 2{,}0 \cdot 0{,}375 \cdot 1600$ kg $= 1200$ kg. Das Widerstandsmoment $= G \cdot \frac{d}{2} = 1200$ kg $\cdot \frac{0{,}375}{2}$ m $= 225$ m/kg. Das Windschubmoment $= h \cdot 125$ kg $\cdot \frac{h}{2} = \frac{h^2}{2} \cdot 125$ kg $= 250$ m/kg.

5) Mit mittlerer Stärke $d = \frac{2{,}0}{6^2/_3} = 0{,}30$ m; Gewicht $G = 2{,}0 \cdot 0{,}30 \cdot 1600$ kg $= 960$ kg. Das Widerstandsmoment $= G \cdot \frac{d}{2} = 960$ kg $\cdot \frac{0{,}30}{2}$ m $= 144$ m/kg. Das Schubmoment, wie vorstehend, $= 250$ m/kg.

6) Mit geringer Stärke $d = \frac{2{,}0}{8} = 0{,}25$ m; Gewicht $G = 2{,}0 \cdot 0{,}25 \cdot 1600$ kg $= 800$ kg. Das Widerstandsmoment $G \cdot \frac{d}{2} = 800$ kg $\cdot \frac{0{,}25}{2}$ m $= 100$ m/kg; das Schubmoment, wie vorstehend, $= 250$ m/kg.

Das Verhalten einer Einfriedigungsmauer ohne Pfeiler von 6 m Höhe aus Ziegeln, gegen den vollen Windschub von 125 kg/qm, stellt sich auf 1 m Länge, wie folgt:

Digitized by Google

7) Mit grosser Stärke $d = \frac{6,0}{5^1/_3} = 1,125$ m; Gewicht $G = 6,0 \cdot 1,125 \cdot 1600$ kg $= 10\,800$ kg. Das Widerstandsmoment $G \cdot \frac{d}{2} = 10\,800$ kg $\cdot \frac{1,125}{2}$ m $= 6075$ m/kg; das Schubmoment $= 6,0 \cdot 125$ kg $\cdot \frac{6,0}{2}$ m $= 2250$ m/kg.

8) Mit mittlerer Stärke $d = \frac{6,0}{6^2/_3} = 0,90$ m; Gewicht $G = 6,0 \cdot 0,90 \cdot 1600$ kg $= 8640$ kg. Das Widerstandsmoment $G \cdot \frac{d}{2} = 8640$ kg $\cdot \frac{0,90}{2}$ m $= 3888$ m/kg; das Windschubmoment, wie vorstehend, $= 2250$ m/kg.

9) Mit geringer Stärke $d = \frac{6,0}{8} = 0,75$ m; Gewicht $G = 6,0 \cdot 0,75 \cdot 1600$ kg $= 7200$ kg. Das Widerstandsmoment $G \cdot \frac{d}{2} = 7200$ kg $\cdot \frac{0,75}{2}$ m $= 2700$ m/kg; das Windschubmoment, wie vorstehend, $= 2250$ m/kg.

Aus den vorstehenden Beispielen folgt, dass in einer grossen Zahl von Fällen, die nach Rondelets Regel angesetzte Stärke ein geringeres Widerstandsmoment ergeben als das Schubmoment des vollen Winddruckes von 125 kg/qm; nur bei den unter Nr. 7, 8 und 9 aufgeführten 6 m hohen Mauern ist voller Widerstand vorhanden, in Nr. 7 und 8 sogar ein sehr grosser Überschuss, aber in allen übrigen Fällen ist das Widerstandsmoment geringer als das Schubmoment.

Ferner ergiebt sich die hochwichtige Lehre: dass es nicht statthaft ist, die Stärke der Mauern nach geradem Verhältnisse zur Höhe derselben zu bestimmen. Sowohl das Widerstandsmoment als auch das Schubmoment stehen nicht im geraden Verhältnisse zur Höhe der Mauern, wie nachfolgende Darlegung zeigt. Die Höhe der Mauer werde mit h bezeichnet und die Dicke derselben mit d, dann ist das Gewicht einer Ziegelmauer auf 1 m Länge $G = 1,0 \cdot d \cdot h \cdot 1600$ kg und das Widerstandsmoment $= 1,0 \cdot d \cdot h \cdot 1600$ kg $\cdot \frac{d}{2}$; wird nun nach Rondelets Regel die Stärke d als Teil der Höhe bestimmt, z. B. für

Ziegel $d = \frac{1}{5,33} h$, so stellt sich die obige Formel $= \frac{1}{5,33} h \cdot h \cdot 1600 \text{ kg} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{5,33} h = h^3 \cdot \frac{1600}{2 \cdot 5,33^2} = h^3 \cdot 28,16$; darin tritt die Höhe h also in 3. Potenz auf. Das Windschubmoment für den vollen Winddruck von 125 kg/qm ist $h \cdot 125 \text{ kg} \cdot \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} h^2 \cdot 125$ kg; darin tritt die Höhe h in 2. Potenz auf. Es ist also weder beim Widerstandsmomente noch beim Schubmomente in betreff von h ein einfaches gerades Verhältnis vorhanden; daraus folgt, dass die Mauerstärke nicht nach einfachem geraden Verhältnisse zur Höhe bestimmt werden kann, wie es nach der Rondeletschen Regel geschieht. Nur in einem einzigen Falle jeder Klasse ergiebt diese Bestimmung ein richtiges Resultat, wie folgt. Das vorstehende Widerstandsmoment und das vorstehende Schubmoment gleich gesetzt:

$$h^3 \cdot 28,16 = \frac{1}{2} h^2 \cdot 125 \text{ kg}$$

$$h = \frac{62,5}{28,16} = 2,22 \text{ m.}$$

In dem Falle also, wenn die Höhe der vorstehend bezeichneten Mauer 2,22 m beträgt, ergiebt sich die Stärke $d = \frac{1}{5,33} h = \frac{2,22}{5,33} = 0,42$ m so, dass das Widerstandsmoment gleich ist dem Schubmomente für den vollen Winddruck von 125 kg/qm. Für alle anderen Höhen aber erweist sich die Stärke $d = \frac{1}{5,33} h$ als unzutreffend; für die geringeren Höhen ergiebt sich eine zu geringe Stärke und für grössere Höhen eine zu grosse Stärke, wie folgende Beispiele zeigen.

10) Das Verhalten einer Ziegelmauer von 1,4 m Höhe und solcher Stärke d, dass ihr Widerstandsmoment gleich dem Schubmomente bei dem vollen Winddrucke von 125 kg/qm ist. Das Widerstandsmoment auf 1 m Länge $= h \cdot d \cdot 1600 \text{ kg} \cdot \frac{d}{2}$; das Schubmoment $= h \cdot 125 \text{ kg} \cdot \frac{h}{2}$; beide Momente gleich gesetzt und die Gleichung für d gelöst

$$h \cdot d^2 \cdot 800 \text{ kg} = \frac{1}{2} h^2 \cdot 125 \text{ kg}$$

$$d = \sqrt{\left(\frac{h \cdot 125}{2 \cdot 800}\right)} = \sqrt{\left(\frac{1,4 \cdot 125}{1600}\right)} = 0,33 \text{ m.}$$

Nach Rondelets Regel ergiebt sich $d = \frac{1,4}{5,33} = 0,26$ m, also eine zu geringe Stärke.

Aus der vorstehenden Formel $d = \sqrt{\left(\frac{h \cdot 125}{2 \cdot 800}\right)}$ ist ersichtlich, dass die Dicke nicht im einfachen geraden Verhältnisse zur Höhe steht, sondern im Verhältnisse der Quadratwurzel der Höhe h.

11) Das Verhalten einer Ziegelmauer von 6 m Höhe und solcher Stärke d, dass ihr Widerstandsmoment gleich dem Schubmomente bei 125 kg/qm Winddruck ist

$$d = \sqrt{\left(\frac{6,0 \cdot 125}{1600}\right)} = 0,68 \text{ m.}$$

Nach Rondelets Regel ergiebt sich dagegen $d = \frac{6,0}{5,33} = 1,13$ m, also eine viel zu grosse Stärke.

Dem vorstehenden nach muss die Rondeletsche Regel für die Stärkenbestimmung der Mauern, nach einfachem Verhältnisse zu ihrer Höhe, als unrichtig verworfen werden. Es ist aber auch gegen die von Rondelet angenommene Grundlage derselben, nämlich des Verhaltens der Ruinen der alten Stadt Adrienne bei Rom, ein gewichtiges Bedenken zu erheben. Rondelet hat angenommen, dass die fraglichen Mauernreste durch die tausendjährige Einwirkung der Witterung nach und nach auf solche Höhe herabgemindert seien, bei welcher freistehende Mauern sich erhalten können. Freistehende Mauern sind dem Winddrucke, sowie den sonstigen Witterungseinflüssen (Regen, Frost und Temperaturwechsel) ausgesetzt. Besitzen sie nicht genügenden Widerstand gegen den Winddruck, so werden sie umgekippt. Der Wind wirkt nicht in der Weise, dass er nur einen obern Teil der Mauer abwirft, so weit, dass der verbleibende Teil standfähig wird. Eine teilweise Zerstörung durch den Sturm tritt nur dann ein, wenn der Winddruck nicht gleichmässig auf die ganze Mauer wirkt, sondern auf eine einzelne Stelle besonders stark oder wenn ein Teil der Mauer durch die Verwitterung aufgelockert und daher leichter abtrennbar ist. Der Verwitterungsprozess durch die Einwirkung von Regen, Frost und Temperaturwechsel macht sich auf unbedachte Mauern im hohen Grade geltend, dadurch schreitet die Zerstörung,

Digitized by Google

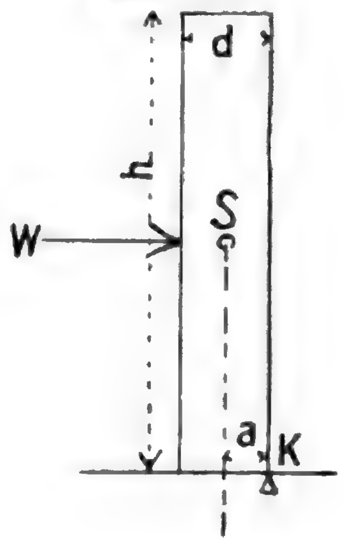
hauptsächlich in den oberen Teilen, unaufhaltsam fort, es findet darin also kein Stillstand statt. Die von Rondelet gehegte Ansicht: es sei anzunehmen, dass die fraglichen Ruinenmauern in dem Zustande, in welchem er sie gefunden hatte, verbleiben würden, ist also eine irrige. Ferner kommt in Betracht, dass die fraglichen Ruinenmauern die Reste von Gebäudemauern sind, welche erst dann den ungünstigen Einwirkungen des Wetters in stärkerm Grade ausgesetzt wurden, nachdem sie ihre Bedachung und ihren sonstigen Schutz verloren hatten, also erst, nachdem der Mörtel darin völlig fest geworden war. Solche Mauern sind nicht als Vorbilder zu erachten für neue, in Kalkmörtel aufgeführte, freistehende Mauern.

Es kommt nun darauf an, eine richtige brauchbare Lehre für die Stärkenbestimmung von Einfriedigungsmauern zu schaffen. Vorhin ist bereits angeführt, dass für Einfriedigungsmauern im Binnenlande, welche im vollsten Maasse den stärksten Stürmen ausgesetzt sind, der Winddruck zu 125 kg/qm angenommen werden müsse, dass aber bei geschütztem Stande, insbesondere innerhalb der Städte, ein geringerer Winddruck stattfinde. Der volle Winddruck von 125 kg/qm ist nur in den seltensten Fällen wirksam, da der Winddruck in der Nähe der Erdoberfläche geringer ist, als in der Höhe (auf Türme, hohe Schornsteine, Dächer hoher Gebäude u. s. w.). Es ist daher der Winddruck von 125 kg/qm in betreff der ungünstigsten Fälle als äusserste Grenze zu erachten, und kann für die meisten der ungünstigsten Fälle als genügend erachtet werden, dass das Widerstandsmoment nicht über das Windschubmoment bei 125 kg/qm hinausgeht. Nur in den allerungünstigsten Fällen wird ein stärkerer Druck, etwa 150 kg/qm, anzunehmen sein.

Hinsichtlich der geschützt stehenden Einfriedigungsmauern, also insbesondere der Einfriedigungsmauern in den Städten, ist man darauf hingewiesen, an einer grösseren Zahl von Einfriedigungsmauern, welche durch eine lange Reihe von Jahren als standfähig sich erwiesen haben, zu ermitteln, einem wie grossen Winddrucke dieselben zu widerstehen vermögen. Führt man danach Mauern unter gleichen bezw. ähnlichen Umständen in gleicher Stärke aus, so werden solche sich gleichfalls als standfähig erweisen. Bei der Aufnahme der Erfahrungsresultate muss berücksichtigt werden, ob die fraglichen Mauern mehr oder weniger geschützt sind, man wird danach mehrere Grade der Widerstandsfähigkeit zu unterscheiden haben: 1) für

grossen Schutz, 2) für mittelmässigen Schutz und 3) für geringern Schutz. Auch für neu auszuführende Mauern ist man in dieser Hinsicht auf eine Abschätzung hingewiesen. Ein allgemein gültiger Satz für alle Fälle ist nicht aufzustellen. Auch befindet man sich bei dem vorstehend bezeichneten Verfahren darüber im Ungewissen, ob die ermittelten Erfahrungsresultate etwa nicht unnötig zu gross sind, ob also nicht eine geringere Stärke zulässig sein würde. Aber durch das bezeichnete Verfahren werden ziemlich enge Grenzen geschaffen, sodass ein grösserer Zweifel nicht verbleibt. Auch hat man in den meisten Fällen, nämlich bei Ausführung von Ziegelmauern, das Normal-Ziegelformat zu berücksichtigen. Ergiebt z. B. die Berechnung eine Stärke von 20 cm, so hat man die Stärke von 1 Stein = 25 cm anzunehmen, und ergiebt die Berechnung z. B. eine Stärke von 28 cm, so muss $1^1/_2$ Stein = 38 cm angenommen werden. Nur in seltenen Fällen wird man vom Normalformat abweichende Formziegel beschaffen können. Aber auch in diesem Falle ist die Ungewissheit nicht von grossem Belang, weil ein angemessener Grad der Sicherheit geboten ist und es daher nicht darauf ankommt, den äussersten Grad der Zulässigkeit inne zu halten.

Abb. 483.



Ich habe in Hannover und dessen Umgegend eine Anzahl von vorhandenen, seit einer längern Reihe von Jahren bestehenden Einfriedigungsmauern aufgemessen und den Winddruck = w/qm berechnet, bei welchem Gleichgewicht des Windschubmomentes gegen das Kippmoment vorhanden ist, also die äusserste Grenze der Standfähigkeit stattfindet. Diese Ermittelungen will ich nachfolgend mitteilen.

A. Einfriedigungsmauern ohne Pfeiler, Abb. 483.

Die Formel lautet:

$$G \cdot a = l \cdot h \cdot w \cdot \frac{h}{2};$$

darin ist $G \cdot a$ das Widerstandsmoment (Kippungsmoment) und $l \cdot h \cdot w \cdot \frac{h}{2}$ das Windschubmoment; es bedeutet G das Gewicht der Mauer in kg auf eine gewisse Länge der Mauer, a den

Hebelarm des Kippungsmomentes, l die Länge des zur Untersuchung gezogenen Mauerstückes, h die Höhe desselben, w den Winddruck in kg/qm für die Grenze des Gleichgewichtszustandes, $\frac{h}{2}$ den Hebelarm des Windschubmomentes, da der Angriff des Windes in halber Höhe der Mauer anzusetzen ist. Alle Maasse sind in Metern anzusetzen.

Bei Mauern von gleichbleibender Stärke (ohne Pfeiler) stellt man die Ermittelung an auf 1 m Länge; für diesen Teil ist das Gewicht $G = 1{,}0 \cdot h \cdot d \cdot g$, worin d die Dicke der Mauer und g das Gewicht von 1 cbm in kg, also für Ziegelmauern $= 1600$ kg/cbm, bedeutet.

Nach obiger Formel stellt sich also das Kippungsmoment $= 1{,}0 \cdot h \cdot d \cdot g \cdot \frac{1}{2} d$, da die Schwerlinie in der Mitte liegt, demnach der Hebelarm $a = \frac{1}{2} d$ ist. Das Windschubmoment stellt sich $= 1{,}0 \cdot \frac{1}{2} h^2 \cdot w$. Beide Momente gleich gesetzt

$$h \cdot \frac{1}{2} d^2 \cdot 1600 \text{ kg} = \frac{1}{2} h^2 \cdot w,$$

also
$$w = \frac{d^2 \cdot 1600 \text{ kg}}{h}.$$

Nr. 1. Mauer 2,1 m über dem Quadersockel hoch, 0,27 m stark. $w = 55$ kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 2. Mauer 1,8 m über dem Quadersockel hoch, 0,27 m stark. $w = 65$ kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 3. Mauer 1,64 m hoch, 0,27 m stark. $w = 71$ kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 4. Mauer 1,40 m hoch, 0,25 m stark. $w = 71$ kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 5. Mauer 1,55 m hoch, 0,27 m stark. $w = 75$ kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 6. Mauer 1,35 m hoch, 0,27 m stark. $w = 87$ kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 7. Mauer 1,30 m hoch, 0,27 m stark. $w = 90$ kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 8. Mauer 1,25 m hoch, 0,25 m stark. $w = 80$ kg/qm. Geringer Schutz.

Nr. 9. Mauer 2,4 m hoch, 0,38 m stark. $w = 96$ kg/qm. Geringer Schutz.

Nr. 10. Mauer 1 m hoch, 0,25 m stark. $w = 100$ kg/qm. Geringer Schutz.

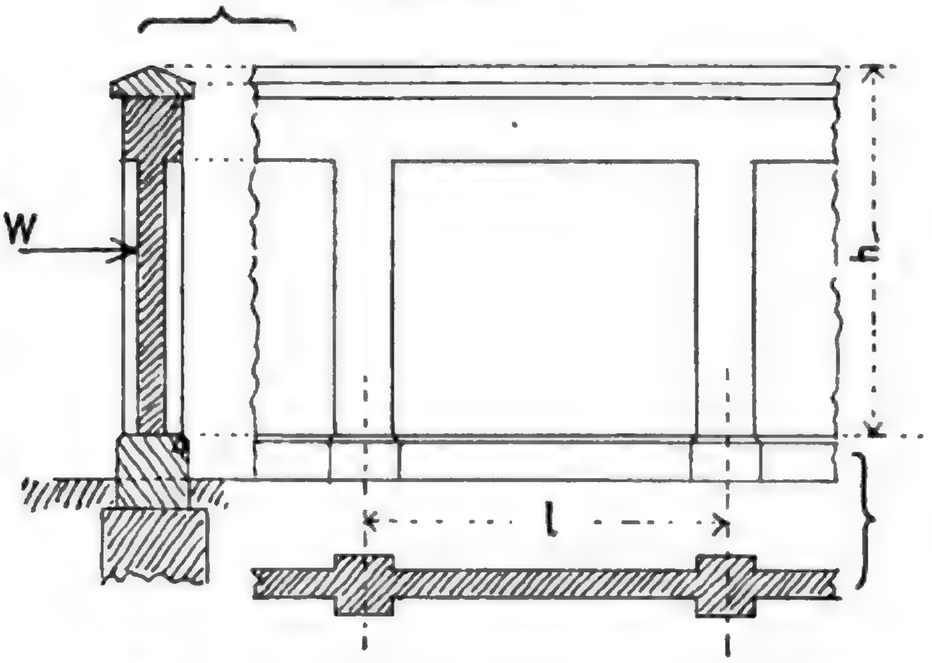
B. Einfriedigungsmauern mit Pfeilern, Abb. 484.

Die allgemeine Fromel lautet:

$$G \cdot a = l \cdot h \cdot w \cdot \frac{h}{2};$$

darin bedeutet l die Länge eines Feldes von Mitte zu Mitte Pfeiler, G das Gewicht dieses Feldes, a den Hebelarm des Widerstandsmomentes, die Entfernung der Schwerlinie von der Kippungskante der Pfeiler, h die Höhe der Mauer, w den Winddruck auf 1 qm, $\frac{h}{2}$ den Hebelarm des Winddruckmomentes. Aus vorstehender Formel ergiebt sich $w = \frac{2 \cdot G \cdot a}{l \cdot h^2}$.

Abb. 484.



Nr. 11. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte der Pfeiler 1,76 m lang, 1,60 m hoch, 0,12 m stark, die Pfeiler auf jeder der beiden Seiten 0,25 m breit, 0,065 m vortretend, die Bekrönung auf jeder der beiden Seiten 0,22 m hoch, bündig mit den Pfeilern. $w = 39$ kg/qm. Grosser Schutz.

Nr. 12. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 2,36 m lang, 0,13 m stark, 1,65 m hoch, 0,13 m stark, die Pfeiler auf jeder der beiden Seiten 0,27 m breit, 0,07 m vortretend, die Bekrönung auf jeder der beiden Seiten 0,21 m hoch, bündig mit den Pfeilern. $w = 42$ kg/qm. Grosser Schutz.

Nr. 13. Eine ganz ähnliche Mauer wie die vorstehend unter Nr. 12 beschriebene ist vor einigen Jahren durch den Sturm umgestürzt, nachdem sie eine lange Reihe von Jahren bestanden hatte. Sie war dem Winde mehr als Nr. 12 ausgesetzt. $w = 42$ kg/qm.

Nr. 14. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 1,56 m lang, 0,12 m stark, 1,60 m hoch, die Pfeiler auf jeder der beiden Seiten 0,25 m breit, 0,065 m vortretend, die Bekrönung auf jeder der beiden Seiten 0,225 m hoch, bündig mit den Pfeilern, das Quader-Deckgesims 0,30 m breit, 0,12 m hoch. $w = 44$ kg/qm. Grosser Schutz.

Derartige Mauern sind hier in Hannover und Umgegend in grosser Zahl ausgeführt.

Nr. 15. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 1,50 m lang, 0,12 m stark, die Pfeiler auf jeder der beiden Seiten 0,38 m breit, 0,065 m vortretend, die Bekrönung auf jeder der beiden Seiten 0,35 m hoch, bündig mit den Pfeilern. $w = 55$ kg/qm. Grosser Schutz.

Nr. 16. Pfeilermauer, hart an der Nachbargrenze, die dem Nachbar zugekehrte Seite ohne Pfeiler, die dem Eigentümer zugekehrte Seite mit Pfeilern, von Mitte zu Mitte 3,3 m lang, 0,27 m stark, die Höhe der Mauer 2,9 m, die Pfeiler 0,27 m breit, 0,14 m vortretend, die Bekrönung an der Pfeilerseite 0,25 m hoch, bündig mit den Pfeilern. $w = 85$ kg/qm. Grosser Schutz.

Nr. 17. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 2,08 m lang, 0,12 m stark, 1,45 m hoch, die Pfeiler auf jeder der beiden Seiten 0,25 m breit, 0,065 m vortretend, die Bekrönung auf jeder Seite 0,30 m hoch, bündig mit den Pfeilern. $w = 44$ kg/qm.

Die Mauer hat nur mittelmässigen Schutz, sie wird durch einen starken Sturm vermutlich umgeworfen werden.

Nr. 18. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 2,50 m lang, 1,20 m hoch, 0,12 m stark, die Pfeiler an jeder der beiden Seiten 0,25 m breit, 0,065 m vortretend, die Bekrönung an jeder Seite 0,30 m hoch, bündig mit den Pfeilern. $w = 54$ kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 19. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 2,10 m lang, 1,20 m hoch, 0,12 m stark, die Pfeiler an jeder der beiden Seiten 0,38 m breit, 0,065 m vortretend, die Bekrönung jeder Seite 0,40 m hoch, bündig mit den Pfeilern. $w = 60$ kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Digitized by Google

Nr. 20. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 2,52 m lang, 1,68 m hoch, 0,13 m stark, die Pfeiler an jeder der beiden Seiten 0,27 m breit, 0,14 m vortretend, 1,50 m hoch. w = 61 kg/qm. Mittlerer Schutz.

Nr. 21. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 1,56 m lang, 1,20 m hoch, 0,12 m stark, die Pfeiler jeder der beiden Seiten 0,25 m breit, 0,13 m vortretend, die Bekrönung jeder Seite 0,225 m hoch, bündig mit den Pfeilern. w = 85 kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 22. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 2,48 m lang, 2,05 m hoch, 0,25 m stark, die Pfeiler jeder der beiden Seiten 0,38 m breit, 0,065 m vortretend, die Bekrönung jeder Seite 0,35 m hoch, bündig mit den Pfeilern. w = 86 kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 23. Pfeilermauer, hart an der Grenze, mit Pfeilern nur an der dem Eigentümer zugekehrten Seite, von Mitte zu Mitte 1,77 m lang, 1,85 m hoch, 0,13 m stark, die Pfeiler 0,27 m breit, abgetreppt, der untere Teil 0,92 m hoch, 0,28 m vortretend, der mittlere Teil 0,51 m hoch, 0,21 m vortretend, der obere Teil 0,42 m hoch, 0,14 m vortretend. Der Winddruck gegen die schlichte Seite w = 87 kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 24. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 2,70 m lang, 1,8 m hoch, 0,27 m stark, die Pfeiler an der dem Eigentümer zugekehrten Seite 0,27 m breit, 0,14 m vortretend und an der dem Nachbar zugekehrten Seite 0,27 m breit, 0,07 m vortretend. Der Winddruck gegen die dem Eigentümer zugekehrte Seite w = 109 kg/qm. Mittelmässiger Schutz.

Nr. 25. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 2,18 m lang, 1,74 m hoch, 0,25 m stark, die Pfeiler an jeder Seite 0,38 m breit, 0,065 m vortretend, die Bekrönung jeder Seite 0,50 m hoch, bündig mit den Pfeilern. w = 106 kg/qm. Geringer Schutz.

Nr. 26. Pfeilermauer, von Mitte zu Mitte Pfeiler 2,70 m lang, 2,4 m hoch, 0,25 m stark, die Pfeiler jeder der beiden Seiten 0,38 m breit, 0,13 m vortretend, die Bekrönung jeder Seite 0,34 m hoch, bündig mit den Pfeilern. w = 108 kg/qm. Geringer Schutz.

Nr. 27. Pfeilermauer, nur an **einer** Seite Pfeiler, von Mitte zu Mitte Pfeiler 3,38 m lang, 1,15 m hoch, 0,25 m stark, die Pfeiler der einen Seite 0,38 m breit, 0,13 m vortretend,

Digitized by Google

1 m hoch. Windschub gegen die glatte Seite, w = 178 kg/qm. Geringer Schutz.

Nr. 28. Pfeilermauer, nur an einer Seite Pfeiler, von Mitte zu Mitte Pfeiler 3,88 m lang, 1,80 m hoch, 0,25 m stark, die Pfeiler der einen Seite 0,38 m breit, 0,26 m vortretend, 1,7 m hoch, die Bekrönung an der Pfeilerseite 0,12 m hoch, 0,12 m vortretend. Der Winddruck gegen die glatte Seite w = 179 kg/qm. Geringer Schutz.

Nr. 29. Pfeilermauer, nur an einer Seite Pfeiler, von Mitte zu Mitte Pfeiler 3,90 m lang, 1,12 m hoch, 0,25 m stark, die Pfeiler der einen Seite 0,38 m breit, 0,13 m vortretend, 1 m hoch. Der Winddruck gegen die glatte Seite w = 187 kg/qm. Geringer Schutz.

Nr. 30. Pfeilermauer aus Cementbeton, von Mitte zu Mitte 3,94 m lang, 1,90 m hoch, 0,08 m stark, die Pfeiler jeder der beiden Seiten 0,40 m breit, 0,11 m vortretend, 1,90 m hoch. w etwa = 100 kg/qm. Geringer Schutz.

Zusammenstellung der vorstehenden Beispiele.

Nr.	Grosser Schutz	Mittlerer Schutz	Geringer Schutz	Nr.	Grosser Schutz	Mittlerer Schutz	Geringer Schutz
A. Mauern ohne Pfeiler.				16	85	—	—
1	—	55	—	17	—	44	—
2	—	65	—	18	—	54	—
3	—	71	—	19	—	60	—
4	—	71	—	20	—	61	—
5	—	75	—	21	—	85	—
6	—	87	—	22	—	86	—
7	—	90	—	23	—	87	—
8	—	—	80	24	—	109	—
9	—	—	96	25	—	—	106
10	—	—	100	26	—	—	108
B. Pfeilermauern.				27	—	—	178
11	39	—	—	28	—	—	179
12	42	—	—	29	—	—	187
13	42	—	—	Mauer aus Cementbeton.			
14	44	—	—	30	—	—	100
15	55	—	—	—	—	—	—

Die fernere Herbeischaffung von Beispielen soll vorbehalten werden; denn je grösser die Zahl derselben ist, desto zutreffender ist die aus den Beispielen gezogene Lehre. Indessen ist doch schon aus den vorstehend angeführten Beispielen ein einigermaassen zutreffendes Resultat zu gewinnen, welches durch die Heranziehung weiterer Beispiele vermutlich nur wenig, vielleicht gar nicht beeinflusst wird und welches daher hier angeführt werden mag.

Der Druck des Windes auf Einfriedigungsmauern ist, einschliesslich eines angemessenen Sicherheitsgrades, anzunehmen: w zu 50 kg/qm bei grossem Schutze, zu 75 kg/qm bei mittelmässigem Schutze, zu 100 kg/qm bei geringem Schutze und zu 125 bezw. 150 kg/qm für Mauern im Binnenlande, welche den stärksten Stürmen in vollstem Maasse ausgesetzt sind. In den Küstengegenden und auf hohen Bergen ist ein stärkerer Druck, bis zu 250 kg/qm anzunehmen.

Bei der vorbezeichneten Berechnungsweise ist abgesehen von der Zugfestigkeit des Kalkmörtels in der Sohlenfuge, da es sein kann, dass schon bald nach der Ausführung auf die Mauer ein starker Sturm wirkt und der Kalkmörtel in der erstern Zeit nur eine geringe Zugfestigkeit hat. Bei Ausführung in Cementmörtel oder bei Anwendung von Cementbeton ist die Widerstandsfähigkeit nach dem Elastizitätsgesetze zu berechnen und zwar so, wie ich in meiner Schrift: „Die Lage der neutralen Schicht bei gebogenen Körpern und die Druckverteilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung“ angegeben habe.

Die Ermittelung der Stärke der aus Ziegeln in Kalkmörtel auszuführenden Einfriedigungsmauern ergiebt sich nach dem Vorstehenden, wie folgt. Die vorhin bereits angegebene allgemeine Formel lautet:

$$G \cdot a = l \cdot h \cdot w \cdot \frac{h}{2}.$$

1) Für Mauern von gleichbleibender Stärke (ohne Pfeiler), auf 1 m Länge ist $G = h \cdot d \cdot 1600$ kg und der Hebelarm $a = \frac{1}{2} d$, danach ist das Widerstandsmoment $h \cdot d \cdot 1600 \text{ kg} \cdot \frac{1}{2} d = \frac{1}{2} d^2 \cdot h \cdot 1600$ kg. Das Windschubmoment ist (da hier $l = 1$ m) $\frac{1}{2} h^2 \cdot w$. Danach stellt sich obige Gleichung $\frac{1}{2} d^2 \cdot h \times 1600 \text{ kg} = \frac{1}{2} h^2 \cdot w$, also $d^2 \cdot 1600 \text{ kg} = h \cdot w$ und sonach

$$d = \sqrt{\left(\frac{h \cdot w}{1600 \text{ kg}}\right)}.$$

Ist nun z. B. eine Mauer von 2,4 m Höhe in mittelmässig geschützter Stellung auszuführen, so ergiebt sich dafür $d = \sqrt{\left(\frac{2{,}4 \cdot 75\ \mathrm{kg}}{1600\ \mathrm{kg}}\right)} = 0{,}34$ m, wofür $1^1/_2$ Stein = 0,38 m anzunehmen ist.

2) Für Pfeilermauern ist zunächst unter vorläufiger Annahme der Stärken nach Gutdünken ein Feld der betr. Mauer von Mitte zu Mitte der Pfeiler zu projektieren und sodann der Untersuchung zu unterziehen, in der Weise, dass dafür das Kippmoment und das Windschubmoment ermittelt werden. Erweisen sich beide Momente gleich oder nahezu gleich, so ist das Projekt als angemessen anzuerkennen, andernfalls aber muss durch Abänderung des Projektes die annähernde Gleichheit beider Momente hergestellt werden. Sind die Pfeiler zu beiden Seiten der Mauer gleich, so liegt die Schwerlinie in der Mitte, sind aber die Pfeiler zu beiden Seiten verschieden oder sind nur an der einen Seite der Mauer Pfeiler vorhanden, so muss die Schwerlinie ermittelt werden, und es ist dann a der Hebelarm des Kippmomentes, die Entfernung der betreffenden Schwerlinie von der Kippungskante, das ist die äusserste Kante der Pfeiler. Das l in der obigen allgemeinen Formel ist die Länge eines Feldes von Mitte zu Mitte Pfeiler.

§ 154. Einfriedigungsmauern an den Grundstücksgrenzen.

Bei Ausführung von Einfriedigungsmauern an den Grenzen der Grundstücke müssen die bestehenden Vorschriften bezw. gesetzlichen Bestimmungen beachtet werden. Bestehen örtliche Vorschriften, Statuten, Gewohnheitsrechte, Ortsüblichkeit, so haben diese den Vorrang vor den allgemeinen gesetzlichen Vorschriften; letztere kommen nur dann in Betracht, wenn erstere fehlen. Für Einfriedigungen an benachbartem Ackerland, auf welchem Ackerbau betrieben wird, gilt das sog. Schwengelrecht, d. h. die Einfriedigung muss von der Grenze des Nachbars 0,9 m entfernt sein, sodass der Nachbar sein Ackerland ungehindert bepflügen kann. In den meisten Städten ist durch Ortsstatut bestimmt, dass feste Einfriedigungen, Mauern, Planken, Stakete, Gitter hart an der nachbarlichen Grenze errichtet werden dürfen, wie Abb. 485 zeigt. Es muss dann aber der allgemeinen Rechtsregel streng genügt werden, dass über die Lotlinie der Grenze weder unterhalb noch oberhalb der Erdoberfläche kein Bauteil hinausragen darf.

Daraus folgt, dass, wenn die dem Nachbar zugekehrte Seite der Mauer hart an die Grenze gestellt werden soll, dann weder das Fundament noch die Deckschicht vor diese Fläche vortreten dürfen. Will man einen Fundamentvorsprung herstellen oder sollen die Deckplatten vortreten, so muss die Mauer so viel zurückgesetzt werden, als der grösste Vorsprung beträgt. Soll die Mauer nach der Nachbarseite Pfeiler erhalten, so dürfen diese Pfeiler, deren Fundamente und Deckplatten die Lotlinie der Grenze nicht überschreiten. Der ausserhalb verbleibende Grundstücksstreifen kann für den Eigentümer nicht

Abb. 485.

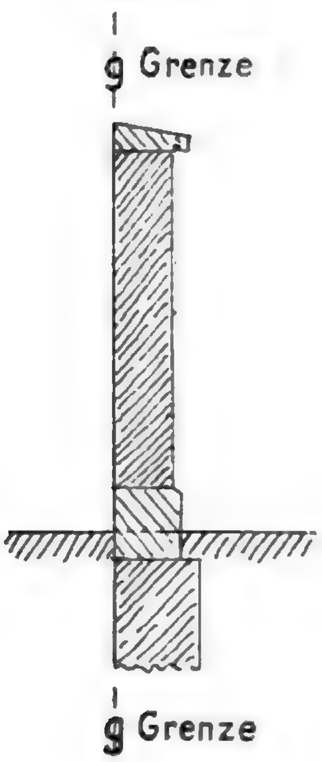
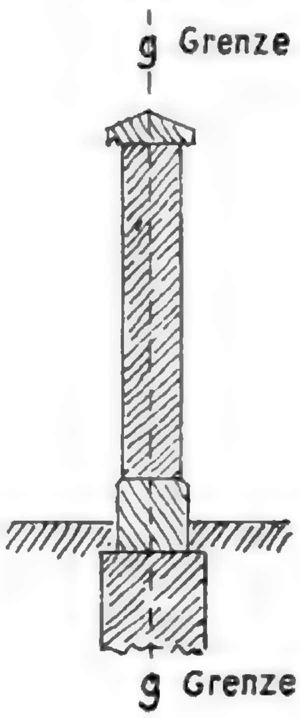


Abb. 486.



verloren gehen, da gemäss der vorstehend angeführten gesetzlichen Vorschrift die unterhalb wie oberhalb der Erdoberfläche am meisten vortretenden Bauteile die wahre Grundstücksgrenze anzeigen.

Ferner ist in betreff der Abdeckung der an einer Nachbargrenze errichteten Mauer das sog. Traufrecht (Tropfenfallsrecht), hier in Hannover 45 cm betragend, zu beachten. Demgemäss muss die Abwässerung der ganzen Oberfläche nach der Seite des Eigentümers der Mauer gerichtet sein, sodass also der ganze Tropfenfall auf dessen Grundstück fällt. Wollte man den Tropfenfall zum Teil nach dem Nachbargrundstücke richten, so müsste die Mauer um 45 cm, gemäss dem Tropfenfallsrechte, von der Nachbargrenze entfernt errichtet werden.

Digitized by Google

Es entstehen oftmals nach längerer Zeit Zweifel darüber, welchem Anlieger die Einfriedigungsmauer gehört, wer also die Unterhaltung derselben zu tragen hat; aus der Abwässerung ist der Zweifel zu heben, die Abwässerung ist nach der Seite des Eigentümers gerichtet.

Es werden nun aber auch vielfach nach Vereinbarung der Nachbarn gemeinschaftliche Mauern (Kommunmauern) hergestellt, auf gemeinschaftliche Kosten und mit der Verpflichtung, die Unterhaltung gemeinschaftlich zu tragen. Solche Mauern werden mit ihrer Mitte über der Grundstücksgrenze errichtet, können nach beiden Seiten Pfeiler, Fundamentvorsprünge und einen Vorsprung der Deckplatten erhalten und bekommen von der Mitte aus nach beiden Seiten gleiche Abwässerung, wie Abb. 486 zeigt, sodass also aus der Abwässerung sich ergiebt, dass die Mauer eine gemeinschaftliche ist.

Die Einfriedigungsmauern an den Strassen müssen mit ihrer Flucht bezw. ihren äusseren Pfeilern in die Baulinie gestellt werden; es ist aber statthaft, Sockelvorsprünge, Fundamentvorsprünge sowie Deckgesimsvorsprünge über die Lotlinie der Baufluchtlinie hinaus vortreten zu lassen.

§ 155. Ausführung der Einfriedigungsmauern.

Die Tiefe der Fundamente der Einfriedigungsmauern beschränkt man vielfach auf 0,75 m unter Erdoberfläche und den Vorsprung der Fundamente auf $6\frac{1}{2}$ cm, aus Rücksicht auf Kostenersparung. Man ist dann freilich nicht gesichert, dass der Frost unter die Fundamentsohle wirkt, aber ein grosses Unheil ist dadurch nicht zu besorgen; der Frost dringt bis zu dieser Tiefe nur selten ein, besonders bei geschützt stehenden Mauern, wenn er aber auch tiefer eindringt, so wirkt er von beiden Seiten der Mauer nahezu gleichmässig und hebt also die Mauer auch nahezu gleichmässig; beim Auftauen findet dann auch ein gleichmässiges Senken statt, sodass Rissebildungen nur selten eintreten. In solchen Fällen aber, in denen es auf völlige Sicherheit ankommt, muss die Tiefe der Fundamente 0,90—1 m betragen.

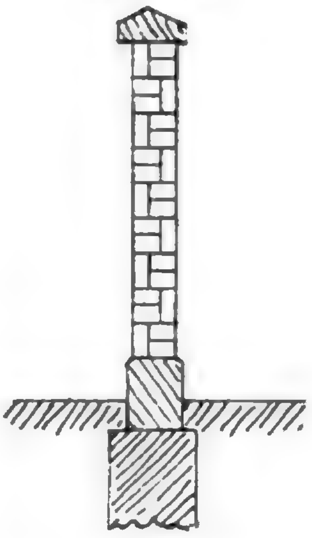
Die Einfriedigungsmauern sind der ungünstigen Einwirkung des Wetters im höchsten Grade ausgesetzt, es muss also dazu dauerhaftes Material angewandt werden. Besonders stark wird der untere Teil angegriffen.

In Gegenden, in denen die Quader oder künstliche Quader aus Cementbeton nicht allzu kostspielig sind, empfiehlt es sich, einen Quader- bezw. Cementbeton-Sockel etwa 25 cm über Erdoberfläche hoch anzuwenden, andernfalls müssen unten nur scharf gebrannte Ziegel in Anwendung gebracht werden. Die Abdeckung der Einfriedigungsmauern muss gleichfalls aus dauerhaftem Material hergestellt werden. Man wendet zweckmässig Quaderplatten oder Cementplatten, beide mit Verfalzung versehen, an, die Unterseite mit Goudron gestrichen, um die Übertragung der Nässe in das Mauerwerk zu verhindern. Auch werden vielfach Formziegel, in Cementmörtel vermauert, angewandt. Um das Übersteigen und Begehen der Mauern zu verhindern, bringt man oben Eisenspitzen an oder eine Cementschicht, in welche Glasscherben eingedrückt sind.

Die Geländer auf Brücken, Terrassen, Ufermauern, Balkons etc. fertigt man vielfach aus Quadern und zwar, des leichtern, gefälligern Aussehens wegen, mit Durchbrechungen. Man stellt sie aber vielfach auch aus Ziegeln her, und zwar sowohl aus gewöhnlichen Ziegeln, als auch aus Formziegeln, gemustert und mit Durchbrechungen. Auch an den schlichten Mauerflächen sind vielfach Muster aus verschiedenfarbigen und glasierten Ziegeln hergestellt.

Die Ziegel haben bekanntlich nicht genau gleiche Grösse, infolge des ungleichen Schwindens beim Trocknen und Brennen. Auf die Breite der Ziegel von 12 cm macht die Differenz nur wenig aus, sodass eine $\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer auf beiden Seiten ziemlich bündig wird. Bei 1 Stein (25 cm) starken Mauern aber macht sich die Differenz oftmals in einer ungünstigen Weise geltend; es kann daher nur eine Seite bündig hergestellt werden, die andere Seite wird vielfach sehr rauh, besonders wenn man die Mauer im Streckerverbande ausführt, es ist daher vorzuziehen, abwechselnd Strecker- und Läuferschichten in Anwendung zu bringen, weil durch die Läuferschichten ein weniger rauhes Ansehen der zweiten Seite gewonnen wird.

Abb. 487.



Hat man Mauern von grosser Länge auszuführen, für welche eine Stärke von $\frac{3}{4}$ Stein $= 19\frac{1}{2}$ cm als angemessen

Digitized by Google

sich herausstellt, so empfiehlt es sich, den Verband derselben nach Abb. 487 herzustellen; die hochkantig stehenden Ziegel müssen aber eine Höhe von 14 cm haben, also als Formziegeln beschafft werden.

Die Einfriedigungsmauern werden meistens in Kalkmörtel ausgeführt, für schwache Mauern von ½ Stein Stärke aber empfiehlt es sich, Cement-Kalkmörtel anzuwenden, und das ist auch der Fall für stark durchbrochene Mauern.

Digitized by Google

XIV. Abschnitt.

Zusätze zu vorstehenden Abschnitten.

§ 156. Die alte Regel der 10fachen Sicherheit bei der Belastung des Mauerwerks und der Steine.

Von alters her besteht im Bauwesen die Regel: Mauerwerk und Steine nicht grösser zu belasten als mit $^1/_{10}$ des Zerdrückungsgewichtes, oder mit anderen Worten: bei Belastung des Mauerwerks und der Steine müsse 10fache Sicherheit angenommen werden. — Die nähere Prüfung ergiebt aber, dass diese Regel als allgemein gültig nicht anzuerkennen und daher zu verwerfen ist.

Die Stärke der Mauern muss so bemessen werden, dass bei Ausführung derselben und beim Eintritt der vollen Belastung (Eigengewicht und Nutzlast) ein hinreichender Grad der Sicherheit vorhanden ist, sodass keine Verdrückung, Verschiebung oder Ausweichung eintritt. — Erfahrungsmässig ist genügende Sicherheit vorhanden, wenn die Belastung nach 3 Monaten nicht mehr beträgt als:

7 kg/qcm bei Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel und
5 kg/qcm bei Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel.

Diese als zulässig erkannten Belastungen betragen aber, insbesondere bei starken Mauern, erheblich mehr als $^1/_{10}$ des Zerdrückungsgewichtes, es ist dabei also erheblich weniger als 10fache Sicherheit vorhanden.

Die Festigkeit des frischen Mauerwerks ist wesentlich abhängig von dem Kalkmörtel. Dieser Mörtel hat in der ersten Zeit nur geringe Druckfestigkeit. In Ziegelmauern von nicht mehr als 64 cm Stärke erlangt er erst nach etwa 50 Jahren eine solche Festigkeit, dass das Mauerwerk eine Druckfestigkeit (Zerdrückungsgewicht) von etwa 70 kg/qcm besitzt; in Mauern von grosser Stärke (starken Turmmauern, Widerlagsmauern von

Digitized by Google

Brücken, Futtermauern u. s. w.) tritt dieser Festigkeitsgrad noch viel später ein. Bis dahin ist also bei einer Belastung von 7 kg/qcm keine 10fache Sicherheit vorhanden. Noch erheblich geringer ist der Festigkeitsgrad bei Mauerwerk, welches weniger als 3 Monate alt ist, z. B. bei Gewölben, die bald nach Vollendung entrüstet werden.

Bei Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel, aus harten, dichten Gesteinen (Granit, Syenit, Basalt, Kalkstein u. s. w.) geht der Erhärtungsprozess des Kalkmörtels noch viel langsamer vor sich als bei Ziegelmauerwerk, da die dichten Gesteine dem Mörtel nur sehr wenig Wasser entziehen und die Durchdringung der Luft erheblich geringer ist als bei pörösen Steinen. Es hat also Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel aus dichtem Gestein nach 3 Monaten längst keine Druckfestigkeit (Zerdrückungsgewicht) von dem 10fachen der zulässigen Belastung, das ist 10 × 5 kg = 50 kg/qcm.

Der Einsturz des im Bau begriffenen Kirchturms zu Stolpen bei Pirna a. d. Elbe, welcher aus Basaltbruchsteinen in Kalkmörtel in 15 Wochen 23 m hoch aufgeführt war, erfolgte im September 1897 bei einem Drucke von 4,5 kg/qcm. — Beim Einsturze des einen Turms der evangelischen Garnisonkirche zu Hannover, Juli 1893, welcher aus Sand- und Kalkbruchsteinen in Kalkmörtel aufgeführt war, betrug der Druck über dem Sockel 8,58 kg/qcm, als der untere Teil des Mauerwerks 15 1/2 Monat alt war. — Bei einer von Hagen in dessen Werke beschriebenen, aus Granitbruchsteinen in Kalkmörtel ausgeführten Brücke würde die Belastung 12,3 kg/qcm betragen haben, wenn die Erdüberschüttung vollständig ausgeführt wäre, der Einsturz ist aber vorher erfolgt.

Frisches Kalkmörtelmauerwerk hat also nach 3 Monaten bei 7 kg bezw. 5 kg/qcm längst keine 10fache Sicherheit. Die Belastung von 7 kg bezw. 5 kg/qcm hat sich aber durch die Erfahrung als zulässig erwiesen, demnach ist die Forderung der alten Regel von 10facher Sicherheit unberechtigt. Wollte man dieser Regel folgen, so würde man zu ganz erheblich grösseren Mauerstärken kommen, als nach den zulässig erkannten Sätzen von 7 kg bezw. 5 kg/qcm.

Die fragliche Regel ist ursprünglich höchstwahrscheinlich nach altem Mauerwerke abgeleitet, und für altes Kalkmörtel-Ziegelmauerwerk aus weichen Ziegeln ist sie auch ziemlich zutreffend, da solches eine Druckfestigkeit von etwa 70 kg/qcm hat, wonach sich 1/10 = 7 kg/qcm als zulässiger Satz

ergiebt. Aber für altes Kalkmörtel-Bruchsteinmauerwerk ist die fragliche Regel wieder nicht zutreffend, da solches eine bedeutend grössere Druckfestigkeit hat als 10 $\times$ 5 kg = 50 kg/qcm.

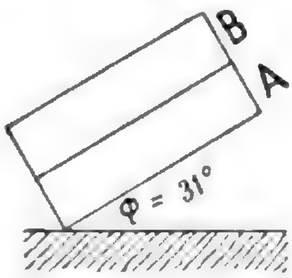
Für Cementmörtelmauerwerk und Beton ist die fragliche Regel ebenfalls nicht zutreffend und ebensowenig für die festen Gesteinsarten (Granit, Syenit, Basalt, Kalkstein, Sandstein u. s. w.). Die hierfür sich ergebenden grossen Werte sind in den allermeisten Fällen nicht zulässig; werden diese festen Steine in Mörtel verlegt, so macht sich die erheblich geringere Widerstandsfähigkeit des Mörtels geltend und ferner die erheblich geringere Widerstandsfähigkeit des Erdbodens.

Die fragliche alte Regel der 10fachen Sicherheit muss also verworfen werden.

§ 157. Das Gleiten und die Schubfestigkeit des Mauerwerks.

Zu vorstehendem § 95 möge noch folgendes angeführt werden. Die gebräuchliche Berechnung des Widerstandes des Mauerwerks gegen Gleiten nach dem Reibungswiderstande von Stein auf Stein ist unverkennbar unrichtig. Dieser Reibungswiderstand, der sog. Reibungskoeffizient, wird angesetzt nach dem aus Reibungsversuchen von Stein auf Stein ermitteltem Werte = 0,6—0,75 des Normaldruckes = tg 31^0 bis tg 37^0. In gemörteltem Mauerwerke liegen die Steine aber nicht unmittelbar aufeinander, sondern sie sind durch Mörtel miteinander verkittet und dadurch wird der Widerstand gegen Verschiebung (Gleiten) erhöht.

Abb. 488.



Das Festwerden des gewöhnlichen Kalkmörtels schreitet allerdings nur langsam fort, und dieser Umstand hat wahrscheinlich zu der Ansicht geführt, den Einfluss desselben in betreff des Gleitens ganz unberücksichtigt zu lassen. Das ist aber nicht berechtigt. Legt man nach Abb. 488 zwei Steine A und B unmittelbar, also ohne Mörtelverbindung, aufeinander und hebt das eine Ende nach und nach in die Höhe, so beginnt das Gleiten des obern Steins B auf dem untern A, wenn der Neigungswinkel φ = 31—37^0 beträgt und danach hat man den vorbezeichneten Reibungskoeffizienten 0,6—0,75 des Normaldrucks angesetzt. Werden aber die Steine durch Mörtel verbunden, so ergiebt sich, dass schon

nach kurzer Zeit das Gleiten *nicht* bei einem Neigungswinkel von 31—37° eintritt. Bei durch Mörtel verbundenen Ziegelsteinen kann schon nach wenigen Stunden, ja nach noch kürzerer Zeit, der Winkel φ nach Abb. 489 zu 90° hergestellt werden, ohne dass das Gleiten eintritt. Träte das Gleiten nach Abb. 490 bei dem Neigungswinkel von 45° ein, so würde der Reibungskoeffizient schon = 1,0 sein, danach ergiebt sich für den vorbezeichneten Fall ein noch erheblich grösserer Wert als 1,0.

In betreff des Widerstandes des Mauerwerks gegen Verschiebung (Gleiten) kommt also ausser der *Reibung* auch die *Schubfestigkeit* in Betracht. Es ist der fragliche Widerstand unzweifelhaft *grösser*, als die übliche Berechnung nach dem Reibungswiderstande von Stein auf Stein ergiebt. Ob nun der

Abb. 489.

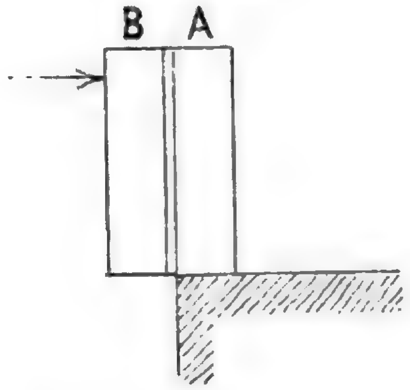
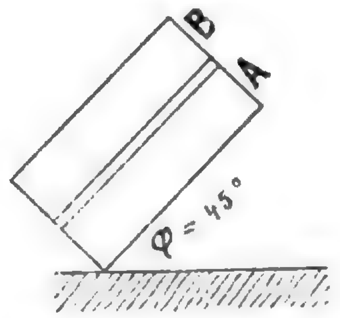


Abb. 490.



gesamte Widerstand besteht aus der Summe des Reibungswiderstandes plus der Schubfestigkeit, oder aber ob er einen andern Wert hat, das kann theoretisch nicht festgestellt, sondern es muss das durch *Versuche* ermittelt werden. Dabei ist der Einfluss des Normaldruckes zu berücksichtigen.

Bei diesen Versuchen muss die *Zeitdauer* des Mauerwerks, wie sie bei Ausführung von Bauwerken vorzukommen pflegt (2—3 Monate), berücksichtigt werden, und ferner müssen die Versuchsstücke in starken Mauern, wie Widerlagsmauern, Futtermauern u. s. w., eingeschlossen gehalten werden, da im Innern starker Mauern der Mörtel langsamer erhärtet, als in schwachen Mauern.

Das *Bruchsteinmauerwerk* aus dichten Gesteinen erhärtet auch langsamer als Ziegelmauerwerk.

Ferner muss durch Versuche das Verhalten des in Cementmörtel, Cement-Kalkmörtel und in Trassmörtel ausgeführten Mauerwerks ermittelt werden. Solches Mauerwerk besitzt unzweifelhaft einen grössern Widerstand als Kalkmörtelmauerwerk.

§ 158. Der Erdschub.

Zusätze zu den §§ 111 und 113.

Im vorstehenden § 111 ist nachgewiesen, dass in Erdkörpern ein schiefer Schub herrscht und zwar unter dem natürlichen Böschungswinkel. Im Anschlusse daran möge noch folgendes bemerkt werden.

Bestände die Erdmasse aus lauter festen, mathematisch genauen, horizontal gelagerten Parallelepipeda nach Abb. 491, so würde in der Erdmasse überhaupt kein Schub stattfinden, sondern nur Vertikaldruck. Es würde dann ein Erdkörper $ABDE$,

Abb. 491.

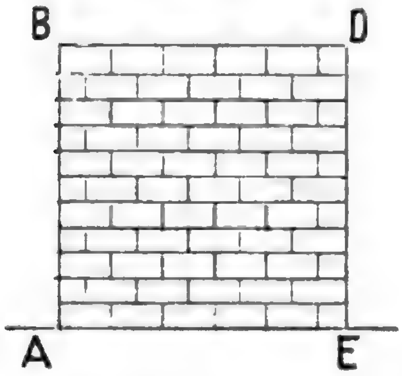


Abb. 492.

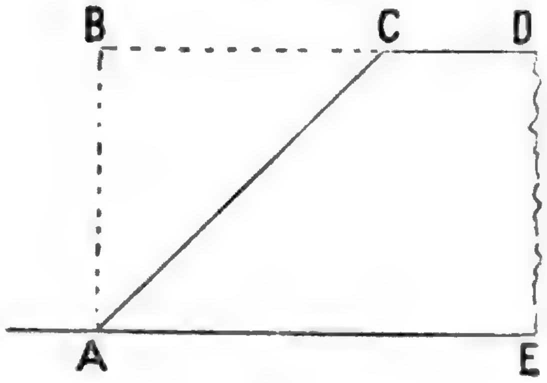


Abb. 492, mit vertikaler Seitenfläche AB standfähig sein, wie z. B. ein Stapel genau geformter Ziegel. Wie aber die Erfahrung lehrt, hat das Erdprisma ABC keine Standfähigkeit, es rutscht unter dem natürlichen Böschungswinkel φ herab und es

Abb. 493.

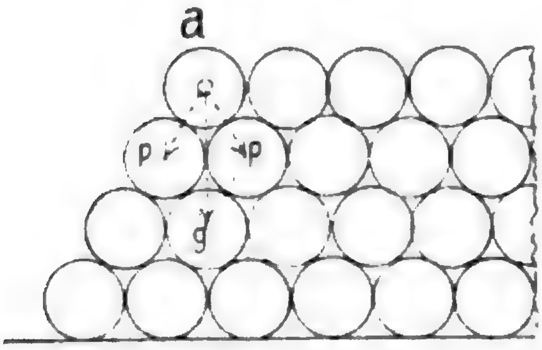
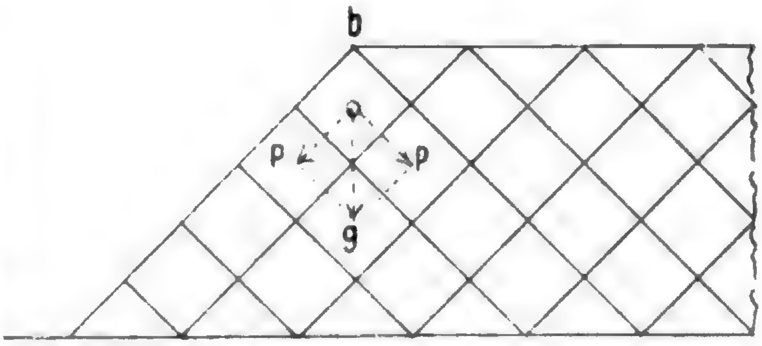


Abb. 494.



bildet sich die natürliche Böschungsfläche AC. Der übrige Teil der Erdmasse $ACDE$ zeigt sich als standfähig, also im Gleichgewichtszustande.

Bestände die Erdmasse aus lauter mathematisch genauen Kügelchen, so würde das Verhalten nach Abb. 493 ebenso sein, wie bei einem Haufen aufgestapelter Kugeln. Das Gewicht

Digitized by Google

jeder Kugel, z. B. Kugel *a*, übt auf die zunächst darunter liegenden Kugeln einen Druck *p p* aus und zwar unter dem Neigungswinkel von 60⁰; dieser Druck pflanzt sich auf die folgenden Kugeln fort und wird auf den Boden übertragen.

Bestände die Erdmasse aus lauter mathematisch genauen Kuben, wie Abb. 494 zeigt, gelagert unter dem Neigungswinkel von 45⁰, so würde jedes kubische Teilchen, z. B. *b*, auf die zunächst darunter befindlichen Teilchen einen Druck *p p* unter dem Neigungswinkel von 45⁰ ausüben, und dieser Druck würde sich auf die nach unten folgenden Teilchen in gleicher Richtung auf den Boden fortpflanzen.

Die Erdteilchen haben nun aber nicht eine genaue mathematische Gestalt, die Form derselben ist unendlich verschieden, teils haben die Teilchen ebene, teils krumme Oberflächen, teils scharfe, teils mehr oder weniger abgerundete Kanten. Daraus folgt, dass sich das Verhalten des Schubes theoretisch nicht feststellen lässt.

Ausser der Form der Erdteilchen kommt sodann noch in Betracht die Reibung der Erdteilchen, ferner die Adhäsion und die Kohäsion der in der Erdmasse enthaltenen Thonteilchen und ferner noch der Feuchtigkeitsgrad der Erdmasse.

Da nun die Beschaffenheit der Erdmassen unendlich verschieden ist, so folgt, dass auch die natürliche Böschung der Erdmassen verschieden ist, und ferner, dass die natürliche Böschung nur durch die Erfahrung, durch Versuche ermittelt werden kann. Die Erfahrung hat nun ergeben, dass bei jeder Erdart der natürliche Böschungswinkel, wenngleich verschieden, doch annähernd gleiche Grösse hat, und zwar bei Dammerde etwa 45⁰ und bei reinem feuchten Sandboden 40⁰.

Die Ausführung der betreffenden Versuche ist sehr schwierig, weil beim Abrutschen infolge der Reibung, der Kohäsion und Adhäsion sowie des Beharrungsbestrebens meistens eine gewisse Masse mit fortgerissen wird, sodass die Böschung flacher ausfällt, als es ohne diese Einflüsse der Fall sein würde. Auch entsteht meistens keine ganz ebene, sondern eine mehr oder weniger rauhe oder krumme Oberfläche. Wären jene Einflüsse nicht vorhanden und die Erdmasse völlig gleichmässig, so würde sich eine ebene Böschungsfläche bilden.

Wie im § 111 bereits ausgeführt, ist aus dem Abgleiten des Erdprismas *A B C*, Abb. 495, mit Sicherheit darauf zu schliessen, dass in der Erdmasse durchweg ein schiefer Schub

unter dem natürlichen Böschungswinkel φ herrscht. Denn wirkte der Schub steiler, so würde sich beim Abgleiten des Erdprismas auch eine entsprechende steilere Böschung $A C_1$ bilden; wirkte aber der Schub flacher, so würde auch eine entsprechende flachere natürliche Böschung $A C_2$ entstehen;

Abb. 495.

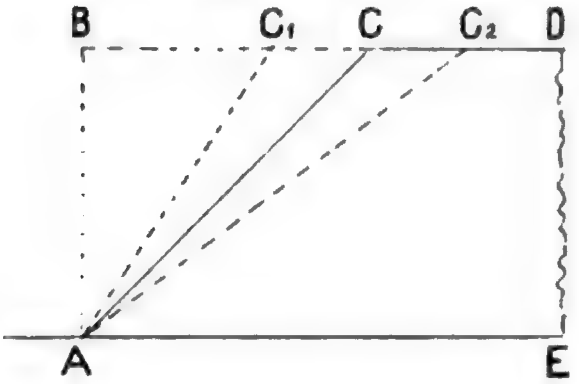
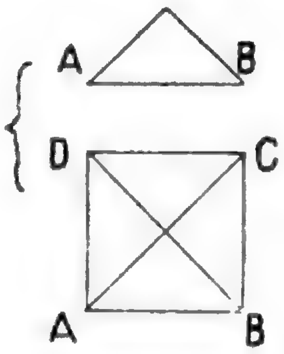


Abb. 496.



und wirkte der Schub gar horizontal, so würde ein Erdkörper oberhalb der Bodenfläche überhaupt keinen Bestand haben, es würde die Erdmasse wie eine Flüssigkeit auf der Bodenfläche auseinander fliessen.

Abb. 497.

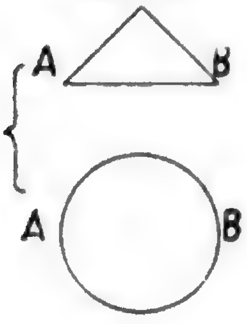
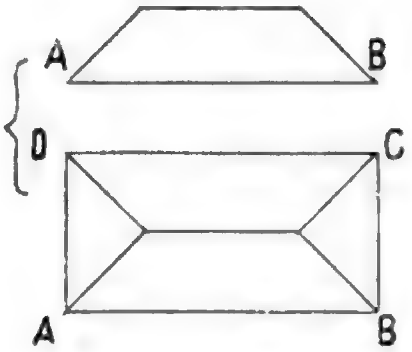


Abb. 498.



Der Schub der Erdmasse wirkt gleichmässig unter dem gleichen Winkel nach allen Seiten der Grundfigur. Wie die Erfahrung lehrt, bildet sich über einer quadratischen Grundfläche $A B C D$, Abb. 496, eine regelmässige, nach allen 4 Seiten gleichmässig abgedachte Pyramide, über einer kreisförmigen Grundfläche $A B$, Abb. 497, ein dergl. Kegel und über einer oblongen Grundfläche $A B C D$, Abb. 498, ein Körper gleich einem Walmdache, dessen Seitenflächen den gleichen Neigungswinkel haben.

Digitized by Google

§ 159. Der Druck der Erdmassen auf den Boden.

In einem vertikalen Querschnitte, Abb. 499, zerlegt sich das Gewicht g jedes von dem Querschnitte getroffenen Erdteilchens e in die Seitenkräfte p. Das Gewicht G aller von dem vertikalen Querschnitte, Abb. 500, eines Erdkörpers von grosser Länge (rechtwinklig zur Bildfläche) getroffenen Erdteilchen ist wirkend anzunehmen in dem Schwerpunkte S, dasselbe zerlegt sich daselbst in die 2 Seitenkräfte P, jede $= \frac{G}{2 \cdot \sin \varphi}$. Jede dieser 2 Seitenkräfte zerlegt sich nach Abb. 501 in die 2 Seitenkräfte H und G_1, wovon $H = \frac{1}{2} G \cdot \operatorname{cotg} \varphi$ und $G_1 = \frac{1}{2} G$ ist. Es kommt also auf jede Hälfte des Erdprismas

Abb. 499.

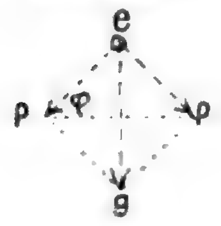


Abb. 500.

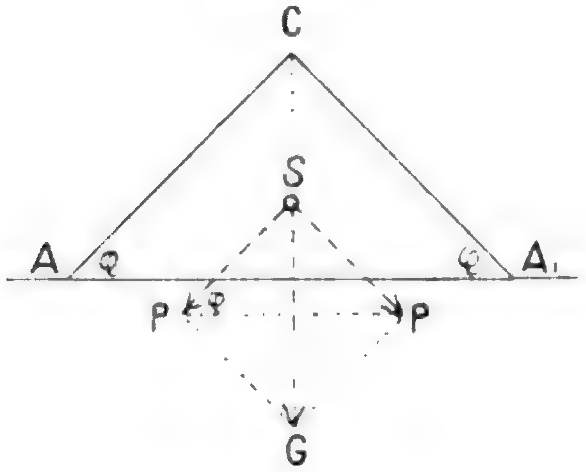
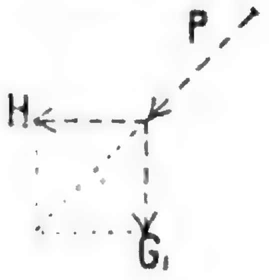


Abb. 501.



die Hälfte des Gewichts G. Diesen Kräften wirken im Untergrunde, unterhalb der Lagerfläche $A A_1$, gleich grosse Gegendrücke entgegen, sodass dadurch der Gleichgewichtszustand hergestellt wird.

Wie vorhin angegeben, zerlegt sich jedes Erdelement (Abb. 499) in die 2 Seitenkräfte p und p, jede $= \frac{g}{2 \cdot \sin \varphi}$. An der Sohle $A A_1$ (Abb. 502) zerlegt sich jede dieser Seitenkräfte p in eine horizontale Seitenkraft h und in einen vertikalen Druck $g_1 = \frac{1}{2} g$. Wird die Zahl der in der Böschungslinie $C A$ lagernden Erdelemente mit n bezeichnet, so ist der in dieser Linie $C A$ wirkende Gesamtschub $= n \cdot p = n \cdot \frac{g}{2 \cdot \sin \varphi}$

und der daraus sich bei A ergebende Vertikaldruck $AK = n \cdot \frac{1}{2} g$. Bezeichnet die Länge der Linie CA das Maass des in derselben von C nach A wirkenden Schubes, so ist in den folgenden Erdlagen der Schub verhältnismässig um das Maass der Verkürzung dieser Linien geringer als bei CA. So ist z. B. der Schub in ED um das Maass EF geringer und in $E_1 D_1$ um das Maass $E_1 F_1$ geringer als in CA. Aber an

Abb. 502.

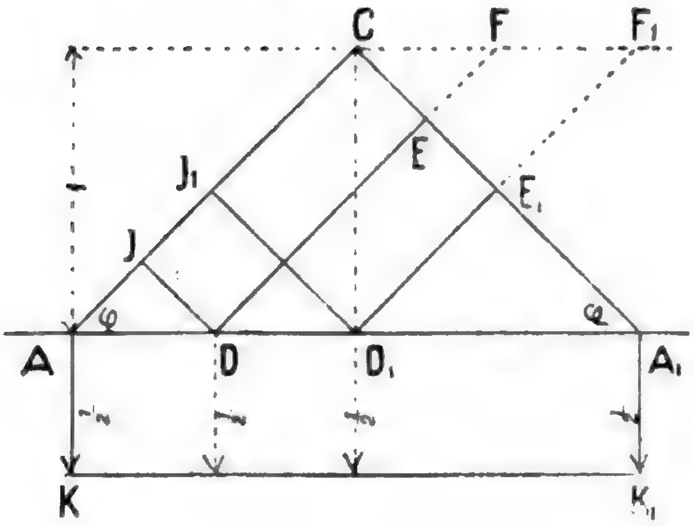


Abb. 503.

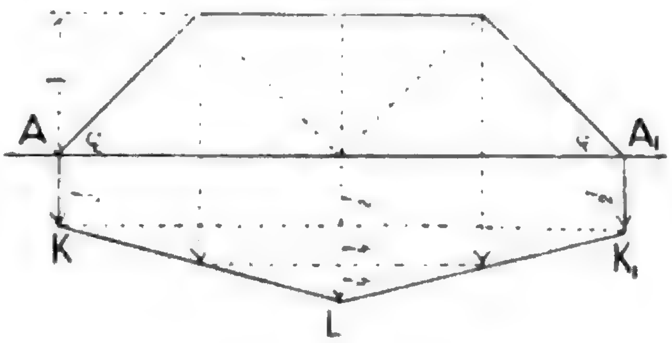
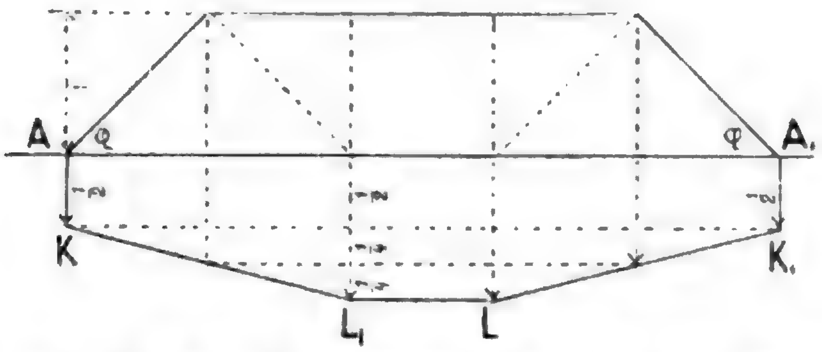


Abb. 504.

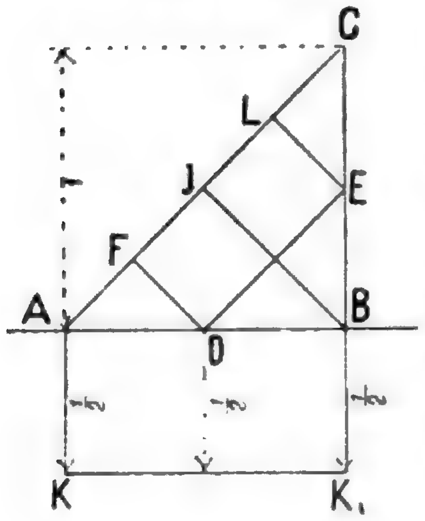


der Sohle bei D und D_1 kommt der von links nach rechts wirkende Schub JD bezw. $J_1 D_1$ hinzu, welcher genau so gross ist, als die vorbezeichnete Verkürzung EF bezw. $E_1 F_1$, sodass in den Punkten D bezw. D_1 ein gleich grosser Vertikaldruck sich äussert, als in A bezw. A_1. Demnach wirkt an der ganzen Sohle AA_1 durchweg der gleiche Druck $AK = \frac{1}{2}$ der Höhe $D_1 C$, und es ergiebt sich also die Druckfigur $AA_1 K_1 K$.

Für einen Erddamm mit dem Querschnitte Abb. 503 ergiebt sich die daselbst gezeichnete Druckfigur $AA_1 K_1 LK$ und für einen Erddamm mit dem Querschnitte Abb. 504 die darunter gezeichnete Druckfigur $AA_1 K_1 LL_1 K$.

In dem Erddamme mit dem Querschnitte Abb. 505 ergiebt sich die Druckwirkung wie folgt. In der Böschungslinie CA ist der Schub wie vorhin, also auch der Vertikaldruck bei $A = AK = \frac{1}{2}$ der Höhe. Auf den Punkt D in der Mitte von AB wirken die beiden Schübe ED und FD. Dieselben betragen $\frac{1}{4}$ weniger als der Schub in CA, aber es kommt hinzu die Wirkung des in CE wirkenden Druckes auf den Punkt E. Das Gewicht der Elemente auf der Strecke CE zerlegt sich in die Seitenschübe p und p_1. Der nach links wirkende Schub p pflanzt sich fort auf die Sohle AB, der nach rechts gerichtete Schub p_1 aber wirkt gegen die feste Wand BC. Diesen Schüben entspricht das vertikal wirkende Gewicht von $\frac{1}{2}$. Danach ist der Gesamtdruck der Elemente der Strecke $CE = \frac{\frac{1}{2}G}{2} = \frac{1}{4}G$. Dieser auf den Punkt E wirkende Druck zerlegt sich wieder in 2 Seitenkräfte; dem in der Richtung ED wirkenden Seitenschube entspricht ein Vertikaldruck von $\frac{\frac{1}{4}G}{2} = \frac{1}{8}G$, wirkend im Punkte D. Demnach ist der Gesamtdruck in $D =$ Vertikaldruck aus dem Schube ED zu $\frac{1}{4}$ + Vertikaldruck aus dem Schube FD zu $\frac{1}{8}$ + dem vorbezeichneten Drucke aus dem Schube, welcher aus dem auf E wirkenden Drucke sich ergiebt, nämlich $\frac{1}{8}$, zusammen also $\frac{1}{4} + \frac{1}{8} + \frac{1}{8} = \frac{1}{2}$. Der Druck auf den Punkt B ergiebt sich wie folgt. Die Elemente auf der Strecke EB zerlegen sich in 2 Seitenschübe, wovon der nach links gerichtete auf die Sohle AB, der nach rechts gerichtete aber gegen die feste Wand BC wirkt; letzterer zerlegt sich in einen Horizontalschub und in einen Vertikaldruck, jeder $= \frac{1}{4}$. Der Vertikaldruck wirkt auf den Punkt B. Auf diesen Punkt wirkt ferner der Schub JB, welchem bei B ein Vertikaldruck von $\frac{1}{4}$ entspricht, also ist der Gesamtdruck in $B = \frac{1}{4} + \frac{1}{4} = \frac{1}{2}$. Demnach herrscht an der ganzen Sohle AB der gleiche Druck von $\frac{1}{2}$ und danach ergiebt sich die Druckfigur ABK_1K.

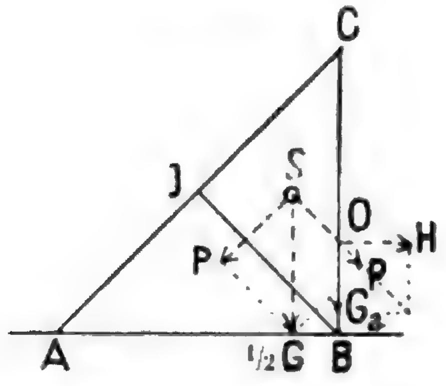
Abb. 505.



Gegen die feste Wand BC wirkt der Schub des Erdprismas BCJ, Abb. 506, von dessen Schwerpunkte S auf den

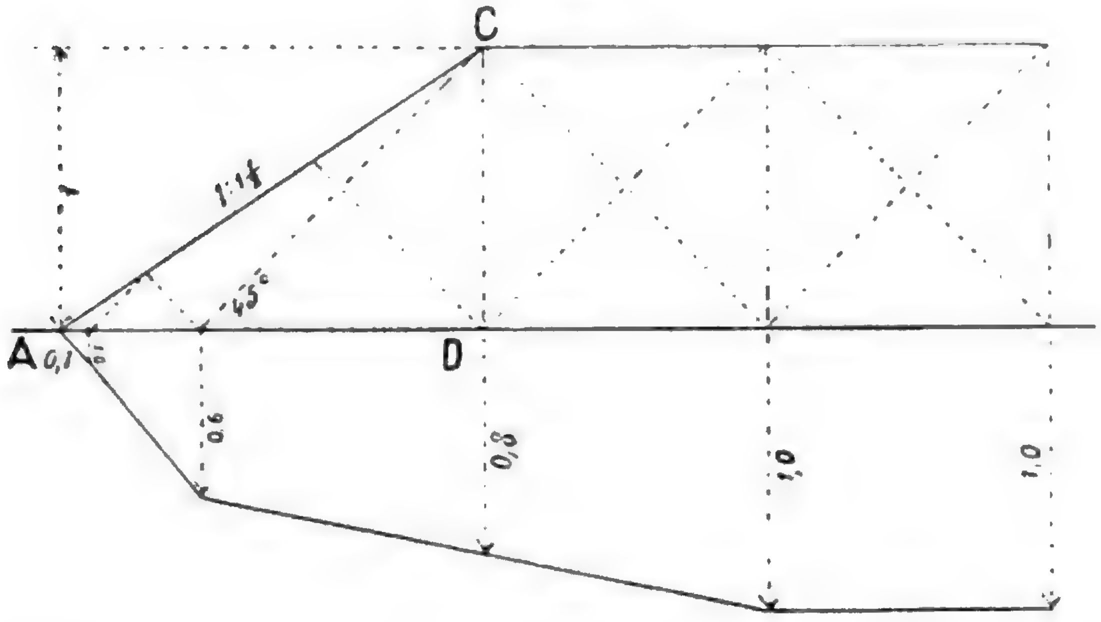
Punkt O, welcher in $^1/_3$ der Höhe $B\,C$ liegt. Wird das Gewicht des ganzen Prismas $A\,B\,C$ mit G bezeichnet, so ist das Gewicht des Prismas $B\,C\,J = \frac{1}{2}\,G$. Dieses Gewicht von $\frac{1}{2}\,G$ zerlegt sich in dem Schwerpunkte in 2 Seitenkräfte P, P, und davon zerlegt sich der gegen O gerichtete Schub in O in die 2 Seiten-

Abb. 506.



kräfte, einen Vertikaldruck G_2 und einen Horizontalschub H. Jede dieser Kräfte ist, wenn der natürliche Böschungswinkel 45^0, $= \frac{1}{4}\,G$, also das Schubmoment $H \cdot \frac{1}{3}\,h = \frac{1}{4}\,G \cdot \frac{1}{3}\,h = \frac{1}{12}\,G\,h$.

Abb. 507.

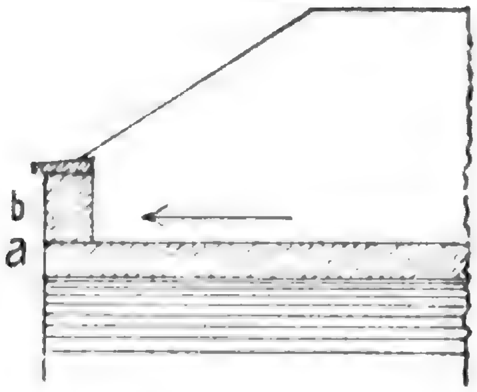


Das Widerstandsmoment einer Futtermauer aus Ziegeln ergiebt sich, wenn deren Dicke mit d bezeichnet wird, zu $(h \cdot d \cdot \frac{d}{2}) + (\frac{1}{4}\,G \cdot d)$.

Für einen Erddamm mit $1^1/_2$facher Böschung ergiebt sich die Druckfigur, wie in Abb. 507 gezeichnet ist.

Bei höheren Erdschüttungen über Gewölben (Brücken, Tunneln, Kanälen u. s. w.) ist der Horizontalschub zu berücksichtigen, der aus der Zerlegung des schiefen Erdschubes an der Sohle der Erdschüttung sich geltend macht und welcher, wie in Abb. 508 angedeutet ist, schiebend auf das Gewölbe *a*

Abb. 508.



und die Stirnmauer *b* wirkt. Diesem Schube wirkt allerdings in erheblichem Maasse entgegen die grosse Schubfestigkeit des Gewölbemauerwerks, die durch die Erdbelastung entsprechend vergrössert wird, aber bei hohen Schüttungen ist es doch fraglich, ob eine Verankerung der Gewölbequader erforderlich ist.

Digitized by Google

Die Festigkeit der Baumaterialien,

die Tragfähigkeit des Baugrundes

und die bei

Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen

von

Ludwig Debo,

Königlicher Baurath, Professor der Baukunst an der Technischen Hochschule
zu Hannover.

Hannover 1891.

Schmorl & von Seefeld Nachf.

Druck von Carl Küster, Hannover.

Inhalts-Verzeichniss.

		Seite
	Einleitung	1
I.	Schmiedeeisen und Stahl	7
II.	Gusseisen	27
III.	Holz	44
IV.	Mauerwerk	47
V.	Steine	57
VI.	Cement	60
VII.	Beton	64
VIII.	Die Tragfähigkeit des Baugrundes	66
IX.	Die bei Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen	68
X	Nachtrag	76

Berichtigungen:

S. 64, Zeile 3 v. u. zu lesen I. Thl.

S. 64, „ 2 v. u. statt „ebenfalls“ zu lesen „eben satt“.

Digitized by Google

Einleitung.

Bei den Baukonstruktionen kommen bekanntlich in Betracht: erstens die darauf einwirkenden Kräfte, und zweitens das Maass der zulässigen Inanspruchnahme der zur Verwendung kommenden Baumaterialien. Daraus ergeben sich die den Konstruktionstheilen zu gebenden Stärken.

Der Konstrukteur ist verpflichtet, möglichst billig zu bauen, also die Stärken nicht grösser anzunehmen als nöthig ist. Daneben aber ist er auch verpflichtet, die Konstruktionen völlig sicher herzustellen, also nicht zu geringe Stärken anzunehmen.

In beiden Beziehungen kommt also wesentlich in Frage das Maass der zulässigen Inanspruchnahme der betreffenden Baumaterialien.

Wird dieses Maass grösser als zulässig angenommen, so erhalten die Konstruktionstheile eine zu geringe Stärke, haben dann also nicht den genügenden Sicherheitsgrad, und wird jenes Maass kleiner als zulässig angenommen, so werden die Theile stärker als nöthig, also die Kosten unnöthig erhöht.

Demnach ist für das Bauwesen das Maass der zulässigen Inanspruchnahme der Baumaterialien von der grössten Bedeutung.

Die Angaben darüber in den Lehrbüchern, Handbüchern, Hülfsbüchern, Zeitschriften etc., so wie die in der Praxis in Anwendung stehenden Werthe sind nun

Digitized by Google

aber zum Theil sehr verschieden, zum Theil sogar ganz erheblich von einander abweichend, wie aus den nachfolgenden Darlegungen sich ergeben wird.

Die herrschende grosse Verschiedenheit der fraglichen Werth-Angaben ist aber unverkennbar ein höchst gefahrvoller Uebelstand. Denn wenn bei Bauausführungen die höheren oder gar die höchsten Werth-Angaben angenommen werden, dann tritt unzweifelhaft nach verhältnissmässig kurzer Zeit der Fall ein, dass die Standfähigkeit des Bauwerks ans Ende gelangt und somit der Einsturz erfolgt.

Denn nach dem bestehenden Naturgesetze vermindert sich die Festigkeit der Baumaterialien im Laufe der Zeit. — Alles ist vergänglich auf Erden, alles vergeht mit der Zeit; die Zeit zerstört nach und nach alle Körper. — „Die böse Zeit, die nichts verschont, was wir auch ewig wähnen, die niederreisst, was stolz wir aufgebauet!" — Dieses von Alters her bekannte Naturgesetz ist unbestreitbar. Steine und Mörtel werden durch den Einfluss der Luft, der Nässe und des Frostes etc. zerstört, sie verwittern; das Holz wird durch Luft und Nässe, so wie auch durch Schwamm zerstört; und Eisen und Stahl werden durch das Rosten zerstört. Ferner vermindert sich bei den Baumaterialien durch die andauernde Inanspruchnahme die Cohäsion und die Elasticität. Auf diese Umstände muss bei den Konstruktionen gebührende Rücksicht genommen werden, und daher ist es geboten, bei Konstruktionen, welche eine lange Dauer haben sollen, einen diesen Umständen entsprechend grossen Sicherheitsgrad anzunehmen.

Es kommt ab und an der Fall vor, dass ein Bauwerk, welches längere Zeit bestanden hat, plötzlich, ohne besondere Veranlassung, einstürzt. Nach dem Vorstehen-

den ist das erklärlich; ein solches Bauwerk hat keinen genügenden Sicherheitsgrad besessen, und durch die im Laufe der Zeit erfolgte Abnahme der Festigkeit ist die Grenze der Widerstandsfähigkeit erreicht.

Derartige Fälle sind besonders bei den in neuerer Zeit zu ausgedehntester Anwendung kommenden Eisenkonstruktionen zu befürchten. Grössere Eisenkonstruktionen sind erst in der neueren Zeit entstanden, es liegen also darüber noch keine langjährigen Erfahrungen vor. Bei Stein- und Holzkonstruktionen nimmt man in der Regel 10fache Sicherheit an, d. h. die Inanspruchnahme zu $^1/_{10}$ der Bruchfestigkeit. Bei Eisenkonstruktionen aber wird häufig nur 3fache Sicherheit für ruhende Belastungen angenommen, und dabei die Bruchfestigkeit oftmals höher als berechtigt angesetzt, so dass dann in Wirklichkeit ein noch erheblich geringerer Sicherheitsgrad als 3 vorhanden ist. Da nun in Folge des vorerwähnten Naturgesetzes, sowie durch das Rosten die Widerstandsfestigkeit des Eisens sich vermindert, und da durch innere, von aussen nicht erkennbare Fehlerhaftigkeiten zuweilen die Widerstandsfähigkeit der Eisentheile beeinträchtigt wird, so ist es erklärlich, dass, wenn von vornherein nur ein geringer Sicherheitsgrad vorhanden ist, dann schon nach verhältnissmässig kurzer Frist der Einsturz erfolgen wird.

Wie schon vorhin gesagt, sind die Angaben über die zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien sehr verschieden, zum Theil sogar ganz erheblich von einander abweichend. Dasselbe ist der Fall in Betreff der Angaben über die Festigkeit der Baumaterialien, über die Eigengewichte derselben, über die bei den Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen, sowie auch über die zulässige Belastung des Baugrundes. Die aus

älterer Zeit herstammenden Resultate sind theils unter Verhältnissen gewonnen, welche von den gegenwärtig bestehenden Verhältnissen abweichen, theils mittelst unvollkommener Versuchsvorrichtungen, theils ohne genügende Fachkenntniss oder Objectivität. Daher sind alle solche Versuchs-Resultate, welche nicht über allen Zweifel erhaben sind, zu verwerfen.

Die Ausführung der betreffenden Versuche zur Gewinnung der fraglichen Werthe ist mit grossen Opfern verknüpft. Es gehören dazu: viele Zeit, volle Sachkenntniss, Uebung, vollkommene Versuchs-Vorrichtungen, Anschaffung der Versuchs-Materialien u. s. w. Solche grosse Opfer kann ein Einzelner, sei er nun Professor oder ausführender Baumeister, aus eigenen Mitteln nicht aufwenden.

In Anerkenntniss dieser Sachlage sind daher in neuerer Zeit staatliche Versuchsanstalten errichtet worden, durch welche bereits eine grosse Zahl von völlig zuverlässigen Versuchs-Resultaten zum Segen des Bauwesens ermittelt sind.

Ausser den Festigkeits-Koëffizienten kommen nun aber weiter in Betracht: die Sicherheits-Koëffizienten, also das Maass der zulässigen Inanspruchnahme der Baumaterialien, ferner die den statischen Berechnungen zu Grunde zu legenden Eigengewichte der Materialien und die bei den Bauwerken zu berücksichtigenden sonstigen Belastungen, sowie die Tragfähigkeit des Baugrundes. Ueber alle diese Fragen bestehen, wie vorhin bereits erwähnt, sehr verschiedene, zum Theil sogar erheblich von einander abweichende Angaben, wie die nachfolgenden Darlegungen ergeben werden. Welche Ansätze sind nun bei den Bauten anzunehmen? — Die Entscheidung darüber, wobei die Sicherheit der Bauwerke so

wesentlich in Betracht kommt, kann wohl nur durch die Regierung erfolgen. Es handelt sich dabei um die Sicherung von Leben und Gesundheit, und in dieser Beziehung sind bereits verschiedene gesetzliche Verordnungen erlassen, so z. B. zur Verhütung von Feuersgefahr, Herstellung gesunder Wohn- und Arbeitsräume, Verhinderung der Verderbniss der Luft und des Grundwassers durch undichte Abortsgruben u. s. w.

Gegen den Erlass einer solchen gesetzlichen Verordnung ist das Bedenken erhoben, dass dadurch die Freiheit des Bauenden, sowie das selbständige Urtheil beeinträchtigt würden, ferner, dass solche Verordnungen gewöhnlich zu weit gingen, mehr verlangten als nöthig sei, und somit das Bauen unnöthig vertheuerten, und ferner, dass dadurch der Fortschritt, die Einführung neuer Erfindungen beeinträchtigt würden. Diese Bedenken sind als berechtigt nicht anzuerkennen. Ohne Frage ist anzunehmen, dass die zur Ausarbeitung einer solchen Verordnung berufenen Sachverständigen nicht blos die Sicherheitsfrage, sondern auch die sonstigen, dabei in Betracht kommenden Fragen gebührend berücksichtigen werden, so dass also eine unberechtigte Vertheuerung der Bauten nicht zu besorgen ist. Und was nun die Freiheit der Bauenden anlangt, so wird solche durch die vorbezeichnete Verordnung nicht mehr beschränkt, als im Interesse der Sicherheit geboten ist.

Das Gesetz stellt denjenigen unter Strafe, welcher „gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst“ verstösst. In dem gerichtlichen Verfahren haben die vom Gerichte ernannten Sachverständigen für den betreffenden Fall „die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst“ anzugeben. Welches ist denn nun die allgemein anerkannte zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien? —

Digitized by Google

Diese Frage ist wegen der herrschenden grossen Verschiedenheit der Ansichten nicht zu beantworten. Es kommt dabei nicht auf die persönliche Ansicht der zugezogenen Sachverständigen an, denn diese sollen dem Gesetze gemäss „die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst“ angeben. Also auch in dieser Beziehung ist die gesetzliche Feststellung der vorbezeichneten Ansätze von grosser Bedeutung.

Derartige Verordnungen sind bereits von einigen Behörden erlassen.

Schon vor mehreren Jahren hat das Polizei-Präsidium in Berlin für seinen Bezirk im Interesse der Sicherheit der Bauten bestimmte Normen für die zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien, die Eigengewichte und totalen Belastungen, sowie für die zulässige Belastung des Baugrundes erlassen, nach denen bei der Prüfung der Bauentwürfe verfahren wird. Dadurch ist für den dortigen Bezirk die sonst bestehende Ungewissheit beseitigt und die Sicherheit der Bauten gewahrt.

Ferner hat der Königlich Preussische Minister der öffentlichen Arbeiten unterm 16. Mai 1890 eine Vorschrift für das technische Bureau der Abtheilung für das Bauwesen im Ministerium der öffentlichen Arbeiten erlassen, enthaltend Bestimmungen über die zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien bei Hochbauten, über die bei den statischen Berechnungen anzunehmenden Gewichte und Belastungen, sowie über die Belastung des Baugrundes. Daraus ergiebt sich, dass man auch dort die Beseitigung der herrschenden Ungewissheit als nothwendig erkannt hat.

Durch diese Bestimmungen sind sichere Grundlagen für die statischen Berechnungen gewonnen, so dass nun das Ergebniss der statischen Berechnungen als richtig

anerkannt werden kann. Denn was helfen die sorgfältigsten, mit erheblichem Aufwande von Zeit und Mühe ausgeführten Kräfte-Ermittelungen, wenn die in Ansatz gebrachten Koëffizienten falsch sind! Es ist somit das ministerielle Vorgehen auf das Freudigste zu begrüssen, und es ist dringend zu wünschen, dass die vorbenannte ministerielle Vorschrift, welche zur Zeit nur für das staatliche Hochbauwesen des Preussischen Staates Gültigkeit hat, Allgemeingut werde, so dass die betreffenden Ansätze auch im ganzen Privat-Bauwesen zur Anwendung gelangen, und somit einen Theil der „allgemein anerkannten Regeln der Baukunst" bilden.

I. Schmiedeeisen und Stahl.

Die Angaben über die Zugfestigkeit (Zerreissungsfestigkeit) des Schmiedeeisens und des Stahls sind sehr verschieden, sie schwanken in Betreff des Schmiedeeisens zwischen 2110 und 7000 kg pro qcm, und in Betreff des Stahls zwischen 4990 und 14 300 kg pro qcm. Nach Winkler's Ansicht ist im Mittel anzunehmen: für gewalztes Stabeisen 3800 kg pro qcm, für Eisenblech in der Walzrichtung 3600 kg, rechtwinklig zur Walzrichtung 3100 kg pro qcm; und für harten Stahl 6500, für mittelharten 5500 und für weichen 4500 kg pro qcm. (Siehe die Mittheilungen von Hauenschild in Durm's Handbuch der Architektur, I. Theil, 1. Band.)

Weisbach giebt in seiner Sammlung von Tafeln etc. (Braunschweig 1848) die Zugfestigkeit des Stabeisens zu 4240 kg, und des Stahls zu 8772 bis 10 673 kg pro qcm an.

Brandt (Lehrbuch der Eisenkonstruktionen, Berlin 1875) giebt die Zugfestigkeit des Schmiedeeisens zu 4380 kg pro qcm an.

Breymann, Allgemeine Baukonstruktionslehre, 3. Theil, 4. Auflage, S. 7 setzt für Schmiedeeisen Zug 4000 kg, Druck 3500 kg, für Gussstahl Zug 10000 kg, Cementstahl Zug 7500 kg pro qcm.

Die hiesige Eisenhandlung von v. Cölln giebt in ihrem Hefte „Deutsche Normalprofile", Ausgabe 1882, — wonach man sich bei den hiesigen Bauten vielfach richtet, die Zugfestigkeit des Walzeisens zu 3660 kg pro qcm an.

Die grosse Verschiedenheit der Angaben erklärt sich aus mehreren Gründen. Das hergestellte Eisen hat eine sehr verschiedene Beschaffenheit. Ferner betreffen die ältern Versuche wirklich geschmiedetes Eisen, während in der neuern Zeit fast allgemein Walzeisen angewandt wird. Das Walzeisen hat aber einen geringern Festigkeitsgrad als das geschmiedete Eisen. Ferner sind früher die Versuche mit besonders hergestellten schwachen Versuchsstäben ausgeführt. Schwache Stäbe haben aber einen grössern Festigkeitsgrad als starke Stäbe. Bei der Herstellung starker Stäbe bildet sich am Umfange, in Folge der Abkühlung eine feste Kruste, während die innere Eisenmasse noch glühend ist, also eine grössere Ausdehnung besitzt, als die abgekühlte Masse bei dichter Ablagerung der Moleküle einnehmen würde. Es ist also im Innern der früher festgewordenen äussern Kruste ein Uebermaas von Raum vorhanden, in Folge dessen sich bei der Abkühlung nicht eine dichte Masse, sondern eine lockere, grobfaserige Textur bildet, welche einen geringern Grad von Festigkeit hat, als feinfaseriges Eisen, wie solches bei schwachen Stäben sich bildet. Daraus ergiebt sich, dass bei starken Stücken die durchschnittliche Festigkeit der Flächeneinheit des Querschnitts geringer ist, als bei schwachen Stücken. Daher gilt es jetzt als

Regel zur Ermittelung der Festigkeit nicht besonders gewalzte oder geschmiedete schwache Versuchsstäbe den Festigkeitsversuchen zu unterwerfen, sondern aus den starken Stücken, wie sie zur Verwendung kommen sollen, die Versuchsstäbe kalt auszuschneiden. Ferner wendet man jetzt vollkommnere Versuchs-Apparate an, als das früher der Fall gewesen ist.

Der Verein deutscher Eisenbahn-Verwaltungen hat im Jahre 1877 in einer Denkschrift die nachstehende Klassifikation von Eisen und Stahl aufgestellt, und beschlossen, dieselbe zur allgemeinen Einführung zu empfehlen:

Stabeisen.

Qualität I. Minimal-Zerreissungs-Festigkeit 3800 kg pro qcm, Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes in Prozenten des ursprünglichen Querschnittes, also Maass der Zähigkeit . . . . 40 Prozent.

Qualität II. Minimal-Zerreissungs-Festigkeit 3500 kg pro qcm, Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes in Prozenten des ursprünglichen Querschnittes, also Maass der Zähigkeit . . . . 25 Prozent.

Eisenblech.

Qualität I. a. In der Walzrichtung: Minimal-Zerreissungs-Festigkeit . . . . 3600 kg pro qcm, Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes 25 Prozent.

b. Quer zur Walzrichtung: Minimal-Zerreissungs-Festigkeit . . . . 3200 kg pro qcm, Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes 15 Prozent.

Digitized by Google

Qualität II. a. In der Walzrichtung: Minimal-Zerreissungs-Festigkeit . . . . 3300 kg pro qcm, Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes 15 Prozent.

b. Quer zur Walzrichtung: Minimal-Zerreissungs-Festigkeit . . . . 3000 kg pro qcm, Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes 9 Prozent

Bessemer-Stahl, Guss-Stahl, Martin-Stahl als Konstruktionsmaterial.

Qualität I mit 3 Unterabtheilungen:

Minimal-Zerreissungs-Festigkeit

a. hart	b. mittel	c. weich
6500	5500	4500 kg pro qcm.

Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes

a. 25 b. 35 c. 45 Prozent.

Qualität II mit 2 Unterabtheilungen:

Minimal-Zerreissungs-Festigkeit

a. härtere Sorte	b. weichere Sorte
5500	4500 kg pro qcm.

Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes

a. 20 b. 30 Prozent.

Die vorstehenden Normen sind bis jetzt noch nicht zu allgemeiner Anerkennung gelangt, es ist gegen dieselben mehrfacher Widerspruch erhoben, besonders von Seiten der Produzenten gegen die Höhe der normirten Minimal-Festigkeiten. Daraus ergiebt sich, dass die Produzenten sich nicht sicher fühlen, den vorstehenden Mini-

malsätzen stets zu genügen, und dass also das in den Handel kommende Material nicht immer der vorbezeichneten Minimal-Festigkeit entspricht.

Bei grössern Konstruktionen sichert man sich hinsichtlich des Festigkeitsgrades durch strenge Contracte und daneben durch Zerreissungs- bezw. Biegungs-Versuche, aber in den bei weiten meisten Fällen der Praxis ist das unthunlich, einestheils wegen der verhältnissmässig zu grossen Kosten, anderntheils wegen des Zeitverlustes. In diesen Fällen befindet man sich also in Betreff des Festigkeitsgrades völlig im Ungewissen. Da nun für Baukonstruktionen das Gebot der völligen Sicherheit oben an zu stellen ist, so muss es als geboten erachtet werden, auf Grund der neuern, als zuverlässig anzuerkennenden Versuche, den Festigkeitsgrad nach den gefundenen niedrigen Werthen in Ansatz zu bringen. Es ist als unstatthaft zu erachten, einen sogenannten Mittelwerth oder Durchschnittswerth anzunehmen, weil man in diesem Falle bei Verwendung minderwerthigen Materials nicht die genügende Sicherheit erhalten würde.

Die von Wöhler im Jahre 1870 ausgeführten Zerreissungs-Versuche (siehe »Ueber die Festigkeits-Versuche mit Eisen und Stahl, von A. Wöhler, Berlin 1870. Ernst und Korn«) haben folgende Minimalwerthe ergeben:

Eisen.

Tabelle XIV, Stäbe aus eisernen Achsen von der Gesellschaft Phönix, geliefert 1857, kalt geschnitten

Stab	No. 1.	3216	kg pro qcm
„	„ 2.	3290	„ „ „

Stahl.

Tabelle XVI, Stäbe aus Gussstahl-Achsen

Stab	No. 4.	6396	kg pro qcm
„	„ 5.	6396	„ „ „

Stab No. 8.	6030	kg pro qcm
„ „ 9.	5702	„ „ „
„ „ 10.	4459	„ „ „
„ „ 11.	4020	„ „ „

In den Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Königlich technischen Hochschule in München von Bauschinger findet sich im Heft 2 (1873) die durch Versuche ermittelte Zugfestigkeit von Walzeisen 10,0 × 1,2 cm stark zu 3750 kg pro qcm, und von Winkeleisen zu 3140 bezw. 3100 kg pro qcm. Weitere einschlägige Mittheilungen finden sich weder in den Münchener noch in den Mittheilungen der Königl. Versuchsanstalten zu Berlin. Bei der so sehr ausgedehnten Anwendung eiserner Träger muss im Interesse der öffentlichen Sicherheit die Prüfung einer grössern Zahl aus dem Handel entnommener Träger als dringend geboten erscheinen.

Auf Grund der vorstehend angeführten zuverlässigen Wöhler'schen und Bauschinger'schen Versuchs-Resultate dürfte es sich empfehlen, den Zerreissungs-Koëffizienten für gewalztes Stabeisen zu 3300 kg pro qcm, und für gewalzte I-Träger zu 3000 kg pro qcm anzunehmen, für alle die Fälle der Praxis, in denen es nicht thunlich ist, durch Contracte und Versuche einen höhern Festigkeitsgrad zu erzielen.

Der Werth von 3300 kg ist zwar schon grösser, als der vorstehend angeführte Wöhler'sche Versuch mit dem Eisenstabe No. 1 ergeben hat (= 3216 kg pro qcm), aber er weicht davon nicht erheblich ab, und entspricht dem Eisenstabe No. 2 (= 3290 kg pro qcm), welcher derselben Eisenart entstammte. Auch ist zu berücksichtigen, dass der Festigkeitsgrad von solchen starken Eisenstücken, aus denen die vorbesprochenen Versuchs-Stäbe

Digitized by Google

geschnitten sind, ein geringerer ist als bei schwächeren Stücken.

Der Werth von 3000 kg für I-Träger ist höchst wahrscheinlich reichlich hoch, besonders für grössere Träger. Denn wenn nach dem vorstehend angeführten Bauschinger'schen Versuche schon Winkeleisen nur die Zugfestigkeit von 3100 kg ergeben hat, so ist mit grösster Wahrscheinlichkeit anzunehmen, dass der viel ungünstigere Querschnitt der I-Träger eine geringere Zugfestigkeit besitzt.

Der Verein deutscher Eisenbahn-Verwaltungen hat in seiner Denkschrift von 1877, wie vorstehend angegeben, die Minimal-Zerreissungs-Festigkeit für Stabeisen 1. Qualität zu 3800 kg, und für Stabeisen 2. Qualität zu 3500 kg pro qcm in Ansatz gebracht. Diese Sätze sind höher als die vorstehend von mir in Vorschlag gebrachten Ansätze von 3300 bezw. 3000 kg pro qcm, es muss aber den letztern bis dahin, dass die Vorschläge des genannten Vereins zu allgemeiner Einführung gelangen, was sobald nicht zu erwarten ist, der Vorzug eingeräumt werden.

Für Stahl ist die Aufstellung allgemeiner Normen schwieriger als für Eisen, weil die Arten des Stahles, und die Beschaffenheit derselben so sehr verschieden sind. Es liegt auch zur Festsetzung einer allgemeinen Norm für Stahl kein so dringendes Bedürfniss vor, als für Eisen, weil bei Stahllieferungen es die Regel bildet, durch Contracte und Versuche die verlangte Beschaffenheit, und somit auch den Festigkeitsgrad sich zu sichern. Als beachtenswerth hervorzuheben ist, dass die vorstehend angeführten Wöhler'schen Versuche auch in Betreff des Stahles geringere Festigkeiten ergeben haben (6396 bis 4020 kg pro qcm) als die vorstehend angeführten Vor-

Digitized by Google

schläge des Vereins deutscher Eisenbahn-Verwaltungen enthalten (6500 bis 4500 kg pro qcm).

Eine weitere gewichtige Frage nun bildet das Maass der zulässigen Inanspruchnahme des Walzeisens und des Stahls bei den daraus herzustellenden Konstruktionen, oder mit andern Worten das Maass des dabei anzunehmenden Sicherheits-Koëffizienten. — Die Ansichten darüber gehen ebenfalls weit auseinander.

In der preussischen Eisenbahnbau-Verwaltung, wie auch in der vormals hannoverschen Eisenbahnbau-Verwaltung war Ende der vierziger und in den fünfziger Jahren angenommen: für ruhende Belastung 3fache Sicherheit, und für bewegte Belastung (Brücken etc.) 6fache Sicherheit.

Die Zugfestigkeit des Schmiedeeisens wurde damals angenommen zu 60000 Pfund pro □Zoll rhl. = 4386 kg pro qcm. Die als zulässig angenommene Inanspruchnahme betrug darnach: für ruhende Belastung 20000 Pfund pro □Zoll rhl. = 1460 kg pro qcm und für bewegte Belastung (Brücken etc.) 10000 Pfund pro □Zoll rhl. = 730 kg pro qcm.

Die hierbei angenommene Festigkeit des Walzeisens von 4386 kg pro qcm ist nach den neuern Versuchen entschieden zu hoch, nach den vorstehenden Nachweisungen ist dieselbe nur zu 3000 bezw. 3300 kg pro qcm anzunehmen.

Weisbach giebt die zulässige Inanspruchnahme gegen Zug an zu 730 kg pro qcm; Brandt, in seinem oben angezogenen Lehrbuche zu 1462 kg pro qcm; v. Cölln 1100 kg pro qcm für ruhende Belastungen und 720 kg pro qcm für bewegte Lasten (Brücken etc.); ferner für

Digitized by Google

Gebäude Heinzerling 1340 kg, Winkler 1400 kg, Landsberg 1000 kg, Wöhler 1300 kg pro qcm.

Dass bewegte Belastungen in Folge der Stösse, welche sie veranlassen, eine grössere Wirkung ausüben, als ruhende Belastungen, ist von Alters her bekannt. Bei den früheren Belastungsversuchen der eisernen Brücken ergab sich die Durchbiegung durch bewegte Last doppelt so gross, als wenn dieselbe Last ruhend wirkte, und da nun die Durchbiegung innerhalb der Elasticitätsgrenze im geraden Verhältnisse steht zur Belastung, so war anzunehmen, dass die bewegte Last eine doppelt so grosse Wirkung äussere, als eine ebenso grosse ruhende Last, und dass also dementsprechend der Sicherheitsgrad bei Brücken etc. doppelt so gross anzunehmen sei, als für ruhende Belastung.

Die näheren Umstände, welche bei der Wirkung bewegter Lasten in Betracht kommen, die dadurch veranlassten wiederholten Biegungen und Schwingungen, waren früher noch nicht bekannt. Dieselben sind erst durch die Wöhler'schen Versuche und das dabei gefundene Wöhler'sche Gesetz klar gestellt.

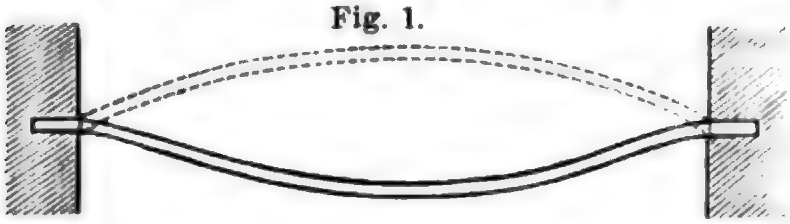
Das Wöhler'sche Gesetz (siehe „Ueber die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl von A. Wöhler", Berlin 1870) lautet: „Der Bruch des Materials lässt sich auch durch vielfach wiederholte Schwingungen, von denen keine die absolute Bruchgrenze erreicht, herbeiführen. Die Differenzen der Spannungen, welche die Schwingungen eingrenzen, sind dabei für die Zerstörung des Zusammenhanges massgebend. — Die absolute Grösse der Grenz-Spannungen ist nur insoweit von Einfluss, als mit wachsender Spannung die Differenzen, welche den Bruch herbeiführen, sich verringern."

Digitized by Google

Wöhler führt sodann in der vorstehend angezogenen Schrift weiter Folgendes an:

Für solche Schwingungen, bei denen dieselbe Faser aus Zugspannung in Druckspannung übergeht, und umgekehrt, werden die Zugspannungen als positiv, die Druckspannungen als negativ betrachtet, so dass also in diesem Fall die Differenz der äussersten Faserspannungen gleich der grössten Zugspannung plus der grössten Druckspannung ist. Siehe nebenstehende Figur 1, — wie bei Achsen, Wellen etc.

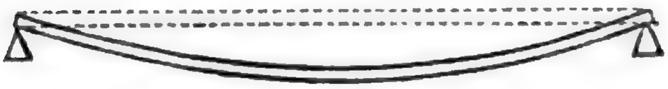
Fig. 1.



Mit Eisen, welches aus Achsen, die im Jahre 1857 von der Gesellschaft Phönix geliefert wurden, kalt geschnitten ist, sind folgende Versuchs-Resultate erlangt. Wenn der auf relative Festigkeit belastete Versuchsstab continuirlich gedreht wurde, so dass bei jeder Umdrehung in derselben Faser ein Uebergang aus der grössten Zugspannung in die grösste Druckspannung und umgekehrt stattfand, erfolgte der Bruch noch bei 1316 kg pro qcm grösste Faserspannung; bei 1170 kg trat er nicht mehr ein, obgleich der Stab schon weit über hundert Millionen Biegungen erlitten hat. — Die Bruchgrenze kann daher bei 1170 kg pro qcm Faserspannung angenommen werden. Da die Grenzspannungen positiv und negativ waren, ist die nach dem vorstehenden Gesetze massgebende Differenz = 2340 kg.

Dasselbe Material (Eisen) wurde bei einseitiger Biegung (siehe nebenstehende Figur 2) noch zum Bruche gebracht bei 2632 kg pro qcm grösster Faserspannung;

Fig. 2.

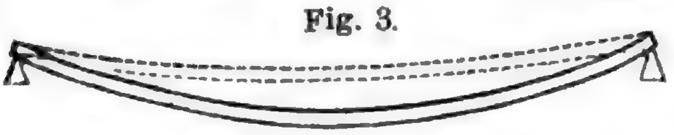


Digitized by Google

bei 2193 kg ist der Bruch nach mehr als 48 Millionen Biegungen noch nicht eingetreten. Die Grenzspannungen waren 0 und 2193 kg pro qcm. Folglich ist die maassgebende Differenz = 2193 kg pro qcm. Bei Belastung auf Zugfestigkeit erfolgte der Bruch noch durch 2340 kg grösster Faserspannung nach 10 Millionen Dehnungen; es kann daher für die Bruchgrenze die maassgebende Differenz = 2193 kg angenommen werden, also übereinstimmend mit dem bei Biegungsversuchen erlangten Resultate.

Durch eine Maximalspannung von 3216 kg pro qcm. wurde der Bruch nach 4 Millionen Dehnungen noch nicht erreicht, wenn die Schwingungen zwischen 1754 und 3216 kg eingegrenzt blieben (siehe nebenstehende Figur 3), so dass selbst bei dieser hohen Maximalspannung, welche ganz nahe mit der absoluten Zerreissungsgrenze zusammen fällt, doch noch eine Differenz von 1462 kg zulässig war.

Fig. 3.



Wöhler führt hiernach die mit Stahl erlangten Versuchs-Resultate ausführlich an, und giebt sodann eine übersichtliche Tabelle der erlangten Versuchs-Resultate.

„Es können bei Inanspruchnahme auf Biegungs- oder auf Zugfestigkeit mit gleicher Sicherheit gegen Bruch Schwingungen stattfinden in den Grenzen (in kg pro qcm)

bei Eisen	Zwischen	+ 1170	kg	und	— 1170 kg
	„	+ 2193	„	„	Null
	„	+ 3216	„	„	+ 1754 kg
bei Achsen-Gussstahl	Zwischen	+ 2047	kg	und	— 2047 kg
	„	+ 3509	„	„	Null
	„	+ 5848	„	„	+ 2558 kg

bei ungehärtetem Feder-Gussstahl	Zwischen	+ 3655	kg	und		Null	
	„	+ 5117	„	„	+ 1827	kg
	„	+ 5848	„	„	+ 2924	„
	„	+ 6579	„	„	+ 4386	„

und bei Inanspruchnahme auf Schubfestigkeit

bei Achsen-Gussstahl	Zwischen	+ 1608	kg	und	— 1608	kg
	„	+ 2778	„	„	Null	

An die vorstehenden Wöhler'schen Versuchs-Resultate sind nun von mehreren Seiten Folgerungen geknüpft, welche als ungerechtfertigt zu erachten sind, und daher entschieden zurückgewiesen werden müssen.

So findet sich die Ansicht ausgesprochen, dass innerhalb der vorbezeichneten Grenzspannungen selbst bei unendlich oft wiederholter Beanspruchung der Bruch nicht herbeigeführt werde.

Diese Ansicht steht im entschiedenen Widerspruche mit dem Naturgesetze, dass die Festigkeit der Körper durch andauernde Inanspruchnahme sich vermindert. Dieses Naturgesetz ist unbestreitbar, es ist nur nicht völlig bekannt, in welchem Maasse die Festigkeit der Körper (die Kohäsion, die Elasticität etc.) sich mit der Zeit vermindert. Die Abnahme der Festigkeit der Körper ist sehr verschieden, weil die Umstände, welche darauf einwirken, so sehr verschieden sind. Somit bleibt nichts anderes übrig, als die allmälige Verminderung der Festigkeit schätzungsweise bei der Festsetzung des Sicherheits-Koëffizienten mit zu berücksichtigen.

Bei der Festsetzung des Sicherheits-Koëffizienten, sind nun ausser dem vorerwähnten Naturgesetze, auch noch andere Umstände zu berücksichtigen, die sich gleichfalls, ihrer grossen Verschiedenheit halber, nur an-

Digitized by Google

nähernd treffen lassen. Darunter sind hauptsächlich die folgenden hervorzuheben: aussergewöhnliche Ueberlastungen; aussergewöhnliche Stösse, wie sie bei Brücken durch Entgleisungen, Achsenbrüche, Reifensprünge, so wie durch Orkane vorkommen, und in Gebäuden durch Herabstürzen schwerer Lasten; ferner andauernde Erschütterungen, wodurch nach Wöhler's Versuchen die Festigkeit erheblich vermindert wird, bei gedrehten Stücken um etwa ½ (siehe Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1860 und 1863); — ferner Verschiedenheit in der Güte des Materials, und Fehler, welche von aussen, und auch oftmals nicht durch Belastungsversuche zu erkennen sind; — ferner Mangelhaftigkeiten in der Ausführung; ferner Lockerung der Nieten und Schrauben; ferner die Beeinträchtigung der Festigkeit durch die Temperaturveränderungen; und ferner Verminderung der Festigkeit durch Rosten. Bei eisernen Brücken, eisernen Dachkonstruktionen wird zwar die Regel befolgt, die Konstruktionen möglichst frei zu halten, so dass der Anstrich erneuert werden kann, aber zu allen Theilen, z. B. da wo die Stücke übereinander liegen, kann man nicht gelangen, und in den Gebäuden werden eiserne Balken und eiserne Anker im Mauerwerke vermauert, ja sogar mit Mauerwerk verkleidet; in allen diesen Fällen schreitet also das Rosten unaufhaltsam fort.

Alle diese Umstände müssen durch den Sicherheits-Koëffizienten gebührende Berücksichtigung finden.

Wöhler spricht sich in seiner vorhin angezogenen Schrift von 1870 in Betreff des in Anwendung zu bringenden Sicherheits-Koëffizienten wie folgt aus:

„Durch die Sicherheits-Koëffizienten soll dem Unvorherzusehenden Rechnung getragen werden; dasselbe kann sowohl in den Mängeln des Materials resp. der

Digitized by Google

sonstigen Ausführung, als auch in der Grösse der Anspannung liegen. Letzteres muss bei Normirung der Leistung berücksichtigt werden, nur erstere beide sind durch die Sicherheits-Koëffizienten auszugleichen. Die Wirkung der Anspannung ist eine ganz andere, wenn dieselbe constant, also ruhend ist, oder variabel, also Schwingungen hervorruft; auch kommt sehr in Betracht, ob von der Konstruktion unbegrenzte Dauer beansprucht wird. Daraus folgt, dass nicht für alle Konstruktionen dieselben Sicherheits-Koëffizienten passen. Es sind in jedem Falle zwei Koëffizienten nöthig: einer, der das Verhältniss zur absoluten Bruchgrenze regelt, der andere für das Verhältniss zu derjenigen Schwingung, deren vielfache Wiederholung ebenfalls den Bruch herbeiführt. Für Konstruktionen von unbegrenzter Dauer wird in Anbetracht, dass schon die einmalige Erreichung der absoluten Bruchgrenze die sofortige Zerstörung zur Folge hat, der Sicherheitsgrad gegen diese Bruchgrenze so gross zu nehmen sein, dass jede vorauszusetzende Ungleichmässigkeit des Materials dadurch compensirt ist. Dies muss der Fall sein, wenn man auf die Hälfte der gewöhnlichen Bruchgrenze zurückgeht, also den Koëffizienten 2 einführt. Material, welches einen grössern Koëffizienten nöthig macht, ist überhaupt als unbrauchbar anzusehen. Bei obigem Koëffizienten ist auf die Elasticitätsgrenze des Materials nicht Rücksicht genommen. Es muss der Beurtheilung im einzelnen Falle überlassen bleiben, ob und in welchen Grenzen eine bleibende Biegung von Nachtheil ist. Es kann dabei eine einmalige Ueberlastung, welche dann weiteres Verbiegen im gewöhnlichen Gebrauche verhindert, wenn dieselbe der Bruchgrenze nicht zu nahe kommt, kein Bedenken erregen. Da es jedoch bei grossen Bauwerken in der Regel nicht zulässig ist,

die Elasticitätsgrenze merkbar zu überschreiten, muss für dieselbe, falls jener Koëffizient eine über die Elastizitätsgrenze hinausreichende Belastung ergeben sollte, auf diese zurückgegangen werden. Als Sicherheits-Koëffizient der Schwingung, bei welcher selbst wiederholte Ueberschreitung der Sicherheitsgrenze noch keine unmittelbare Gefahr bringt, ist 2 unter allen Umständen ausreichend und kann in vielen Fällen noch verringert werden. Unter Beachtung des Vorstehenden ergeben sich aus den Versuchen für Konstruktionen von unbegrenzter Dauer folgende zulässige Faserspannungen:

a. Für Schmiedeeisen nach beiden Richtungen angestrengt . . . . 585 kg pro qcm, nach einer Richtung angestrengt, grösste Gesammtspannung . . . . 1315 kg pro qcm, wovon höchstens 1096 kg auf die variable Belastung entfallen dürfen. Ist die constante Spannung geringer als 219 kg, so verringert sich die zulässige Gesammtspannung um ebensoviel.

b. Für ungehärteten Gussstahl nach beiden Richtungen angestrengt . . . . 877 kg pro qcm, nach einer Richtung angestrengt, grösste Gesammtspannung . . . . 2412 kg pro qcm, wovon höchstens 1608 kg auf die variable Belastung entfallen dürfen."

In diesen Erwägungen Wöhler's, betreffend den anzunehmenden Sicherheits-Koëffizienten, haben die dabei in Betracht zu ziehenden, vorhin von mir aufgeführten Umstände nicht in genügendem Maasse Berücksichtigung gefunden. Es ist nicht genügend berücksichtigt das vorerwähnte Naturgesetz der allmäligen Verminderung der Festigkeit, ferner die Verminderung der Festigkeit

durch Erschütterungen, ferner die Lockerung der Niete und Schrauben, ferner die Einflüsse der Temperaturveränderungen, und ferner die Verminderung der Festigkeit durch Rosten.

Aussergewöhnliche Ueberlastungen, sowie Stösse sollen nach Wöhler's Ansicht bei Normirung der Leistung berücksichtigt werden. Derselben Ansicht ist auch Winkler. Dieser hat darüber in seiner Schrift „Wahl der zulässigen Inanspruchnahme der Eisenkonstruktionen u. s. w.“, Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1877 S. 45 (auch mitgetheilt in Gottgetreu's Lehrbuch der Hochbau-Konstruktionen, 3. Thl., S. 91) Folgendes bemerkt:

„Wenn die mobile Belastung in Verbindung mit Stössen wirkt, so empfiehlt es sich, denselben durch Vergrösserung der Last Rechnung zu tragen, indem man statt des einfachen 1,2 bis 1,3fachen Betrag der veränderlichen Last einsetzt“.

Ich habe bereits vorhin angeführt, dass bei den Belastungsversuchen der ersten hannoverschen eisernen Brücken die Wirkung der bewegten Last (ohne aussergewöhnliche Stösse) sich doppelt so gross ergeben habe, als die Wirkung einer gleich grossen ruhenden Last. Darnach ist also der von Winkler empfohlene Factor von 1,2 bis 1,3 ganz erheblich zu geringe. Schon die beim Hinüberfahren über Brücken stets vorkommenden kleineren Stösse fordern den Factor 2, und wenn durch den in Ansatz zu bringenden Factor auch die aussergewöhnlichen Stösse Berücksichtigung finden sollen, wie sie bei Brücken durch Entgleisungen, Achsen- und Reifenbrüche, Orkane etc., und in Gebäuden durch Herabstürzen schwerer Lasten etc. bewirkt werden, so

Digitized by Google

muss dieser Factor noch entsprechend grösser als 2 angenommen werden.

Es können die aussergewöhnlich vorkommenden Stösse aber auch durch den in Ansatz zu bringenden Sicherheits-Koëffizienten, im Zusammenhange mit den übrigen, dabei in Betracht kommenden Umständen berücksichtigt werden.

Nach den vorstehenden Darlegungen muss der von Wöhler als genügend erachtete Sicherheits-Koëffizient 2, für Konstruktionen von langer Dauer, entschieden als zu niedrig erachtet werden.

Winkler empfiehlt in der vorstehend angezogenen Schrift die Sicherheits-Koëffizienten 2,8 für Schmiedeeisen, und 3,2 für Stahl. Der erstere stimmt nahezu überein mit dem für Stabeisen früher vielfach angenommenen Koëffizienten 3 für ruhende Belastung.

Bei Annahme dieses letztern Koëffizienten 3, und bei Annahme der vorhin besprochenen Zerreissungs-Festigkeit des gewalzten Stabeisens von 3300 bezw. 3000 kg pro qcm würde sich für dieses Eisen ergeben als zulässige Inanspruchnahme auf Zug, der Werth von 1100 bezw. 1000 kg pro qcm für ruhende Belastung. — Dieser Werth ist zwar noch unter der Elasticitätsgrenze des Walzeisens, welche nach Wöhler zu 1316, oder gerundet zu 1300 kg pro qcm anzunehmen ist, aber es ist jene Inanspruchnahme der Elasticitätsgrenze schon ziemlich nahe. — Von jeher hat die Regel gegolten, bei Konstruktionen von langer Dauer mit der Inanspruchnahme noch reichlich unter der Elasticitätsgrenze zu bleiben, und diese Regel hat unverkennbar ihre volle Berechtigung. Denn wenn schon von vornherein die Inanspruchnahme nahe der Elasticitätsgrenze ist, so würde bald, in Folge der vorhin angegebenen Ursachen die

Digitized by Google

Ueberschreitung dieser Grenze eintreten. Durch die Ueberschreitung der Elasticitätsgrenze wird die Widerstandsfähigkeit unzweifelhaft in erheblichem Grade vermindert, und deshalb muss es bei Konstruktionen von langer Dauer unverkennbar als höchst gefahrvoll, und darum als unzulässig erscheinen, die Elasticitätsgrenze durch die Anspannung zu überschreiten. — Somit ist der Sicherheits-Koëffizient 3, welcher bei Stabeisen schon von vornherein ziemlich nahe an die Elasticitätsgrenze heranreicht, als zu geringe zu erachten.

In der neuern Zeit hat man denn auch von verschiedenen Seiten einen höhern Sicherheits-Koëffizienten eingeführt. So ist z. B. bei der Bau-Polizei in Berlin die zulässige Inanspruchnahme des Schmiedeeisens gegen Zug und gegen Druck zu 750 kg pro qcm für Gebäudebauten angenommen. Das entspricht der vorhin besprochenen Zugfestigkeit von 3300 bezw. 3000 kg pro qcm gegenüber einer 4,4 bezw. 4fachen Sicherheit. — Ferner ist von der Bau-Abtheilung des K. Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten unterm 16. Mai 1890 für die staatlichen Hochbauten die zulässige Inanspruchnahme des Schmiedeeisens gegen Zug und gegen Druck zu 750 kg bis 1000 kg pro qcm vorgeschrieben.

Für das gewöhnliche, im Handel vorkommende gewalzte Stabeisen ist die Annahme der zulässigen Inanspruchnahme von 750 kg pro qcm, für Gebäude-Konstruktionen, also für sog. ruhende Belastung, in Erwägung der in Betracht kommenden, vorhin erörterten Umstände als angemessen zu erachten. Denn die Belastungen in Gebäuden sind keineswegs völlig ruhende, indem durch Gehen, Springen und sonst vorkommende Stösse ab und an eine stärkere Inanspruchnahme stattfindet, und ferner da die Gebäude mehr oder weniger hierdurch, sowie

durch vorüberfahrende Fuhrwerke, durch Stürme u. s. w. Erschütterungen zu erleiden haben. Eine stärkere Inanspruchnahme als 750 kg dürfte nur für Eisen besserer Qualität, als sie das gewöhnliche Handelseisen besitzt, anzunehmen sein.

Bei provisorischen Schmiedeeisen-Konstruktionen kann eine grössere Inanspruchnahme zugelassen werden, und zwar je nach den obwaltenden Umständen für ruhende Belastung 1200 bis 1500kg pro qcm.

Für bewegte Belastungen dürfte bei Bauten von langer Dauer, in Erwägung aller in Betracht kommenden, vorstehend erörterten Umstände, die zulässige Inanspruchnahme des gewalzten Stabeisens zu 500 bis 550 kg pro qcm anzunehmen sein, also 6fache Sicherheit bei Annahme einer Zerreissungsfestigkeit von 3000 bis 3300 kg pro qcm.

Hinsichtlich der Achsen und Federn der Fahrzeuge, welche nach Wöhler's Versuchen durch die Benutzung ganz erheblich stärker angegriffen werden, als gewöhnliche Baukonstruktionen, ergiebt sich aus dem vorerwähnten Naturgesetze der allmäligen Verminderung der Festigkeit die Nothwendigkeit, um unheilvolle Brüche zu vermeiden, jene und ähnlich stark angegriffene Konstruktionstheile nur eine angemessen beschränkte Zeit hindurch auf Grund von Versuchen im Gebrauche zu behalten, weil dabei die Abnahme der Festigkeit in erheblich stärkerm Maasse fortschreitet, als bei gewöhnlichen Baukonstruktionen. Bekanntlich wird jede Feder mit der Zeit lahm und bricht zuletzt. Ausser den sonstigen Umständen, welche bei Achsen und Wellen etc. auf die Verminderung der Festigkeit einwirken, ist insbesondere die sehr starke Beeinträchtigung der Festigkeit durch Erschütterungen zu berücksichtigen. Nach Wöhler's

Versuchen (Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1863) hat sich ergeben, dass der Bruch nach etwa halb so vielen Umdrehungen, als für gleiche Spannungen ohne Erschütterungen erfolgte.

Die Schwingungs-Festigkeit des Schmiedeeisens und Stahls ist seit dem Bekanntwerden des Wöhler'schen Gesetzes auch bei den Baukonstruktionen zur Berücksichtigung gekommen. Früher wurden die Maassen der Konstruktionstheile bemessen nach der Gesammt-Belastung, bestehend aus der Eigenlast und der grössten veränderlichen Belastung. Nun muss aber doch anerkannt werden, dass die nur vorübergehend wirkende veränderliche Belastung das Material nicht ebenso stark angreift, als wenn diese Belastung andauernd wirkt. Es rechtfertigt sich also unverkennbar eine angemessene Verminderung der Stärken der betreffenden Konstruktionstheile. Für die hierbei in Betracht kommenden Berechnungen sind von mehreren Autoren Formeln aufgestellt. Die Berechnungen darnach können aber selbstverständlich nur als annähernde erachtet werden, weil die in Betracht kommenden Umstände so sehr verschieden sind, dass es unmöglich ist, völlig zutreffende Resultate festzustellen. Ob eine Schneebelastung kürzere oder längere Zeit wirkt, ob ein Tanzboden selten oder häufig benutzt wird, ob über eine Brücke ein starker oder ein geringer Verkehr stattfindet, — das alles sind Umstände, welche sehr verschieden sind und daher der genaueren Feststellung sich entziehen. Es muss daher rathsam erscheinen, die fragliche Stärkenbeschränkung nur in sehr mässigem Grade anzunehmen, wenn man im Interesse der grössern Sicherheit nicht vorziehen wird, die frühere Methode, wobei die veränderliche Belastung als dauernd wirkend angenommen wurde, beizubehalten. Dieser Berechnungsweise ist es

zu danken, dass die ausgeführten Eisenkonstruktionen, obwohl dabei ein zu hoher Festigkeitsgrad des Eisens angenommen worden, doch noch einen ausreichenden Sicherheitsgrad besitzen, so dass eine Besorgniss von Unglücks-Katastrophen nicht zu hegen ist.

Die Druckfestigkeit des Schmiedeeisens und des Stahls wird ebenfalls verschieden angegeben. Von Einigen wird die Festigkeit gegen wirkliches Zerdrücken (also nicht Zerknicken) zu $^7/_8$ der Zugfestigkeit angenommen, z. B. von Winkler. Dagegen nehmen Andere sie gleich der Zugfestigkeit an, z. B. Gerber. — Wöhler hat bei den angestellten Versuchen auf Biegungsfestigkeit gefunden, dass der Bruch stets zuerst an der auf Zug in Anspruch genommenen Seite des Stabes eintrat, woraus zu schliessen ist, dass die Druckfestigkeit grösser als die Zugfestigkeit ist. Genauere, directe Versuche darüber sind nicht vorhanden. Ein erheblicher Unterschied zwischen der Druckfestigkeit und der Zugfestigkeit ist sicher nicht vorhanden, und somit kann man bei den Konstruktionen unbedenklich beide Festigkeiten als gleich annehmen, wie solches auch Seitens der Berliner Bau-Polizei und der Ministerial-Bau-Abtheilung in Berlin geschehen ist.

Die Biegungs-Festigkeit bei Schmiedeeisen und Stahl ist gleich der Zugfestigkeit anzunehmen, und die Schub-Festigkeit = $^4/_5$ der Zugfestigkeit.

Die Knickungs-Festigkeit des Schmiedeeisens wird nachfolgend im Zusammenhange mit gusseisernen Stützen behandelt werden.

II. Gusseisen.

Die Bruchfestigkeiten des Gusseisens finden sich angegeben, wie folgt:

	Bruchgrenze in kg pro qcm Druck	Zug
Hauenschild im Handbuche der Architectur von Durm etc.	5 680 bis 8 900	660 bis 2 410
Weissbach, „Der Ingenieur“	10 672	1 389
Handbuch der Baukunde, Berlin 1885, S. 614	6 000	1 300
Heinzerling (in Gottgetreu, Hochbau-Konstruktionen Bd. 3, S. 59) .	7 976	1 450

Die zulässige Inanspruchnahme des Gusseisens findet sich angegeben, wie folgt:

	in kg pro qcm Druck	Zug
Landsberg im Handbuche der Architectur von Durm etc., für Belastungen mit mässigen Erschütterungen	500	250
Weisbach, „Der Ingenieur“	2 130	230
Handbuch der Baukunde, Berlin 1885, S. 653	750	162
Heinzerling (in Gottgetreu Bd. 3, S. 59)	1 600	400
Berliner Bau-Polizei	500	250
Bau-Abtheilung des Ministeriums der öffentl. Arbeiten (16. Mai 1890)	500	250

Das Gusseisen ist ein sehr unsicheres Material. Beim Gusse entstehen oftmals Fehlerhaftigkeiten, als Blasen, unganze Stellen, grob krystallinisches Gefüge etc., welche von aussen nicht zu ersehen sind. Die aussen

Digitized by Google

entstandenen Fehler werden durch Verstemmen, Verkitten und Anstrich verdeckt, so dass sie oftmals nicht erkannt werden. Beim Guss hohler Säulen und Pfeiler entsteht oftmals eine Verschiebung des Kerns, wodurch die Wanddicke an der einen Seite in gefährlicher Weise vermindert wird. Beim Gusse starker Stücke bildet sich im Innern ein grobkrystallinisches Gefüge und häufig ein hohler Blasenraum. Es bildet sich beim Abkühlen zunächst aussen herum eine feste Hülle, während die innere Masse noch glühend ist, und also noch eine grössere Ausdehnung besitzt, als das Eisen nach der Abkühlung haben würde; da nun die bereits fest gewordene äussere Hülle der Zusammenziehung bei der nachfolgenden Abkühlung der inneren Masse nicht nachgeben kann, so ist im Innern ein überschüssiger Raum vorhanden, in Folge davon bildet sich im Innern ein grobkrystallinisches Gefüge, und bei sehr starken Stücken auch ein ganz hohler Raum. Dadurch aber wird die Festigkeit erheblich beeinträchtigt, und es hat deshalb ein derartiges Gussstück einen erheblich geringeren Festigkeitsgrad im Verhältnisse zu seinem Querschnitte, als ein Gussstück von geringer Stärke. Ferner entstehen in Folge ungleicher Abkühlung oftmals sehr erhebliche und gefährliche Spannungen, besonders bei längern Trägern etc. Das Gusseisen ist sehr spröde, und kann daher starke Erschütterungen und Stösse, besonders bei Kälte, nicht ertragen.

In Berücksichtigung dieser Umstände muss es im Interesse der Sicherheit geboten erscheinen, die zulässige Inanspruchnahme bei Gusseisenstücken reichlich niedrig anzunehmen, und deshalb sind die vorstehend angeführten Sätze der Bau-Abtheilung des K. Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, sowie der Berliner Bau-Polizei entschieden als angemessen zu erachten.

Digitized by Google

Aus dem Vorstehenden ergiebt sich ferner, dass man bei Gusseisenstücken grosse Stärken vermeiden, vielmehr den erforderlichen Querschnitt durch Anwendung von Rippen beschaffen soll.

Eine ganz besonders sorgfältige Beachtung ist den gusseisernen Säulen und Pfeilern zuzuwenden, welche in der neuern Zeit in so grosser Zahl angewandt werden, und von denen die Sicherheit der Bauwerke in besonders hohem Grade abhängt. Dabei machen sich die Unsicherheiten des Gusses in besonders gefährlicher Weise geltend. Die bereits mehrfach vorgekommenen Brüche gusseiserner Säulen mahnen zu grosser Vorsicht.

Beim Bau eines Mälzereikellers in Frankfurt a. M. im Sommer 1885 sind zwei gusseiserne Säulen, 30 cm im Durchmesser, 35 mm Wandstärke gebrochen. Die Höhe ist in der Zeitungs-Nachricht leider nicht angegeben. Die Maximalbelastung sollte betragen 125000 kg, ist aber noch nicht vorhanden gewesen. Ferner ist in der Wesermühle in Hameln im Jahre 1888 eine gusseiserne Säule gebrochen. Derartige Fälle sind mehrfach vorgekommen und deshalb ist bei Herstellung gusseiserner Säulen und Pfeiler grosse Vorsicht geboten.

Es ist zu berücksichtigen, dass die Belastung häufig excentrisch wirkt z. B. in Speichergebäuden, in denen die Belastung zu beiden Seiten einer Säule oftmals erheblich verschieden ist; ferner die Hin- und Herschiebung der Stützen in Folge der Ausdehnungen und Zusammenziehungen der auf den Stützen liegenden eisernen Träger. Ferner sind zu berücksichtigen die vorkommenden Erschütterungen und Stösse, und ferner das Rosten, welches im Innern der hohlen Säulen und Pfeiler unaufhaltsam fortschreitet.

Digitized by Google

In Erwägung aller dieser Umstände ist unverkennbar ein reichlich grosser Sicherheitsgrad geboten.

Die zur Berechnung der Knickungsfestigkeit angewandten Formeln sind die folgenden:

1. Die Euler'schen Formeln (siehe Handbuch der Baukunde, Berlin 1885, Bd. I, S. 600, — auch deutscher Baukalender)

$$P = n \frac{\pi^2 \, EJ}{s. \; l^2} \qquad (1)$$

darin bedeutet:

P die zulässige Belastung in t (Tonnen zu 1 000 kg);

^{2} = gerundet 10;

E Elasticitätsmodul für Gusseisen = 1 000 t;

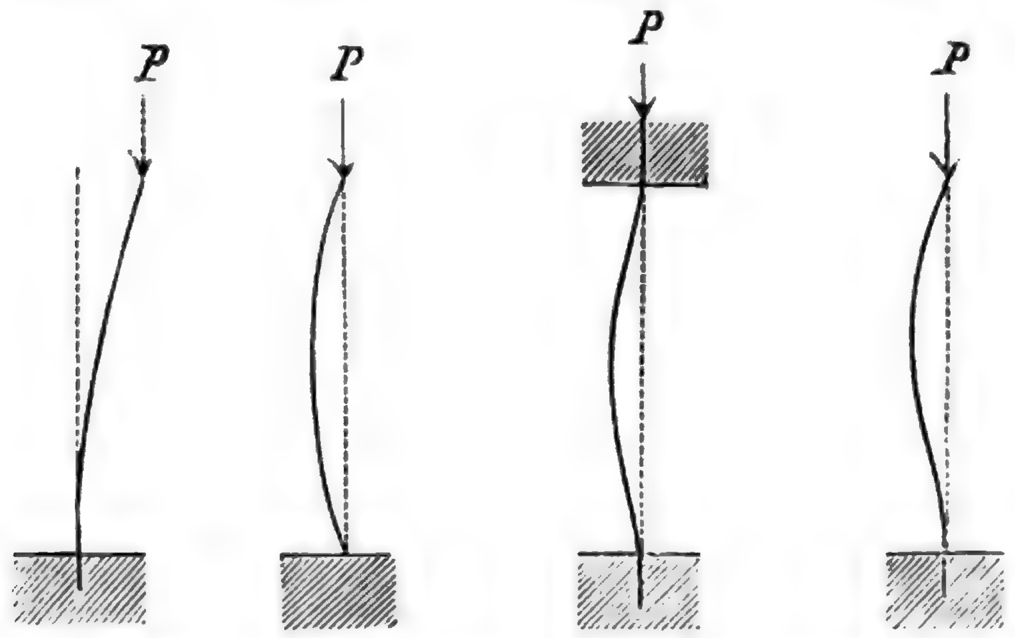
J kleinstes Trägheitsmoment des Querschnittes in Bezug auf die Schweraxe;

l Länge in cm;

s Sicherheitskoëffizient, in den obigen Werken angenommen zu 8; die Druckfestigkeit des Gusseisens angenommen zu 6 000 kg pro qcm;

n Koëffizient, abhängig von derBefestigung derEnden.

. Fall I. Fall II. Fall III. Fall IV.



In dieser Beziehung sind, wie obenstehende Zeichnungen zeigen, 4 Fälle zu unterscheiden:

Fall I, das untere Ende fest eingespannt, das obere Ende frei beweglich; dafür $n = 1/4$.

Fall II, beide Enden frei, aber in der Axe geführt; dafür $n = 1$.

Fall III, beide Enden fest eingespannt; dafür $n = 4$.

Fall IV, das eine Ende fest eingespannt, das andere frei, aber in der Axe geführt; dafür $n = 2$.

Der Querschnitt F der Stütze muss jedenfalls so gross sein, dass pro qcm der Druck nicht mehr beträgt als 500 kg, es muss also sein F mindestens $= \frac{P \text{ t.}}{0{,}5 \text{ t.}}$ Ergiebt die vorstehende Formel gegen Zerknicken (1) einen geringeren Querschnitt, wie solches bei kürzeren Stücken der Fall ist, so ist jener grössere Querschnitt zu nehmen.

2. Aus der vorstehenden allgemeinen Formel (1) ergiebt sich im Besondern für den hohlen kreisförmigen Querschnitt, durch Einsetzen des betreffenden Trägheitsmomentes

$$J = \frac{\pi}{64}(d^4 - d_1^4)$$

worin d den äussern, und d_1 den innern Durchmesser bezeichnet:

Für Fall I ($n = 1/4$);

$$P = 15{,}33 \frac{d^4 - d_1^4}{l^2} \text{(Tonnen)} \qquad (2)$$

also für Fall II ($n = 1$): das 4fache,
„ „ III ($n = 4$): „ 16fache,
„ „ IV ($n = 2$): „ 8fache.

Müller-Breslau hat in seiner Schrift: „Die wichtigsten Resultate für die Berechnung eiserner Träger und Stützen“ 2. Auflage, die darin gegebenen Tabellen nach der vorstehenden Formel (1) berechnet, dabei aber den geringern Sicherheitskoëffizienten $s = 6$ angenommen (anstatt 8,

Digitized by Google

wie vorstehend angegeben). In Erwägung der vorstehend angeführten Umstände ist der geringere Sicherheitskoëffizient 6 als ungenügend zu erachten, es dürfte vielmehr ein noch grösserer Sicherheitsgrad als 8, und zwar 10 oder 12 als rathsam zu erachten sein. Denn wenn man beim Gusseisen für einfachen Druck nur eine Belastung von 500 kg pro qcm, also $\frac{6000}{500} = 12$ fache Sicherheit für räthlich erachtet, wie solches von der Berliner Ministerial-Bau-Abtheilung und von der Berliner Bau-Polizei geschehen ist, so muss es in Betreff der Knickungsfestigkeit umsomehr sich empfehlen, dafür wenigstens einen ebensohohen Sicherheitsgrad anzunehmen.

Müller-Breslau spricht sich in seiner vorhin angezogenen Schrift (S. 26) dahin aus, dass wenn die Säulen mit einer angegossenen, durch Rippen verstärkten Sohlplatte versehen seien, sie gewissermassen als vertikal eingespannt angesehen, und daher nach Fall IV (n = 2) berechnet werden könnten; — es sei aber üblich und z. B. in Berlin Seitens der Bau-Polizei sogar vorgeschrieben, zur Sicherheit die zu grössern Querschnittsabmessungen führende Formel II (n = 1) anzuwenden.

Berücksichtigt man, dass die gewöhnliche Unterlage unter den Säulen meistens Mauerwerk, keineswegs völlig unnachgiebig ist, so kann eine, mit angegossener Sohlplatte versehene Säule als völlig fest eingespannt nicht angesehen werden, und muss es daher als räthlich erscheinen, bei der Berechnung den Fall II (n = 1) anzunehmen.

3. Praktische Formel von Rankine

$$P = \frac{k \cdot F}{1 + \alpha \left(\frac{l}{r}\right)^2} \qquad (3)$$

Digitized by Google

Darin bedeuten:

k die zulässige Inanspruchnahme gegen einfachen Druck, dem Vorstehenden gemäss für Gusseisen 500 kg pro qcm, für Schmiedeeisen 750 kg pro qcm und für Holz 40 kg pro qcm;

F den Querschnitt in qcm;

l die Länge in cm;

r den kleinsten Trägheits-Halbmesser des Querschnitts F;

(Es ist $r^2 = \frac{J}{F}$, J Trägheitsmoment)

α ein Erfahrungs-Koëffizient, welcher für den Fall, dass beide Enden ebene Flächen haben, anzusetzen ist

für Gusseisen . . . . $\alpha = 0{,}00016$

„ Schmiedeeisen . . $\alpha = 0{,}00008$

und für Holz . . . . $\alpha = 0{,}00015$

4. Praktische Formel von Schwarz

$$P = \frac{k \,.\, F}{1 + \alpha \frac{F\, l^2}{J}} \tag{4}$$

Diese Formel stimmt mit der vorstehenden Rankineschen Formel überein. Denn wenn in diese für den kleinsten Trägheits-Halbmesser eingesetzt wird, dessen Werth $r^2 \frac{J}{F}$, so ergiebt sich die Schwarz'sche Formel.

5. Formel von Asimont (S. 602 des Handbuchs der Baukunde), Vereinfachung der Rankineschen Formel.

6. Formel von Schäffer, mitgetheilt in der Deutschen Bauzeitung 1877 S. 499, auch mitgetheilt von Landsberg in der Allgemeinen Hochbaukunde von Durm etc. 1. Thl. 1. Bd., S. 312)

$$P = \frac{k\, F\, J}{J + \frac{k\, s\, F\, l^2}{n.\, \pi^2\, E}} \tag{6}$$

Digitized by Google

Darin haben die Buchstaben dieselben Werthe, wie in den vorstehenden Formeln.

7. Formel von Hodgekinson:

$$P_1 = 44,34 \frac{D^{3,55} - d^{3,55}}{L^{1,7}} \qquad (7)$$

Beide Enden flach. Darin

P_1 Bruchgewicht in engl. Tons zu 2 240 Pfund engl.

D äusserer Durchmesser in engl. Zoll;

d innerer " " " "

L Höhe in engl. Fuss.

Anzunehmen 12 fache Sicherheit, also zulässige Belastung

$$P = \frac{1}{12} P_1$$

8. Formel von Lang (S. 603 des Handbuchs der Baukunde).

Zur Vergleichung der Ergebnisse der vorstehenden Formeln sind die darnach berechneten Werthe von P (zulässige Belastung in Tonnen t) in der nachfolgenden Tabelle für eine Anzahl hohler kreisförmiger, gusseiserner Säulen zusammengestellt, und zwar sämmtlich für den Fall II, beide Enden frei, aber in der Achse geführt, also $n = 1$. d äusserer Durchmesser in cm; l Länge in cm, F Flächeninhalt des Querschnitts in qcm; J Trägheitsmoment des Querschnitts; k zulässige Inanspruchnahme auf Druck = 500 kg pro qcm.

Nach Ausweis der nachstehenden Zusammenstellung ergiebt die Euler'sche Formel (1 und 2) für kürzere Stützen sehr hohe Werthe, welche über den Widerstand gegen einfachen Druck (F . 0,5 t), der am Schlusse der Tabelle angegeben ist, in mehreren Fällen weit hinausgehen. Diese bekannte Eigenschaft der Euler'schen Formel hat zu der vorstehend bereits angeführten Vorschrift geführt, stets zu prüfen, ob das Ergebniss der

Digitized by Google

Gusseiserne Hohlsäulen berechnet nach Formel		1	2
	d cm	25	25
	δ cm	3,5	3,5
	l cm	450	300
	J cm^4	14022	14022
	F cm^2	236,4	236,4
Euler $P = n \frac{\pi^2 E J}{s\, l^2}$ $n = 1$	$s = 6$	116	260
Desgl.	$s = 8$	87	195
Desgl.	$s = 10$	69	156
Desgl.	$s = 12$	58	130
Rankine und Schwarz $P = \frac{k F}{1 + \frac{\alpha F l^2}{J}}$	$k = 500$ $\alpha = 0{,}00016$	77	95
Asimont $P = \frac{k F}{\beta}$ annähernd $\beta = 1 + 0{,}00016 \left(\frac{l^2 F}{J}\right)$		73	92
Schäffer $P = \frac{k F}{1 + \frac{k \cdot s F l^2}{n \pi^2 E J}}$ $\alpha = \frac{k s}{n \pi^2 E} = 0{,}0004$	$k = 500$ $s = 8$	50	74
Hodgekinson $P \cdot s = 44{,}34 \frac{D^{3,55} - d^{3,55}}{L^{1,7}}$ D u. d in engl. Zoll. L in engl. Fuss	$s = 12$	84	170
Widerstand gegen einfachen Druck $P = F \cdot k.$	$k = 500$	118	118

	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	25	25	24	24	24	22,8	20	20	15	15
	3	3	2	2	2	2,3	3,8	3	2,5	2
)	300	200	450	300	200	400	427	380	320	200
78	12778	12778	8432	8432	8432	7885,4	6723	5968	1994	1766
,3	207,3	207,3	138,23	138,23	138,23	148,12	193,4	160,22	98,18	81,68
5	236	532	70	156	352	82	61	69	32	73
9	177	399	52	117	264	62	46	52	24	55
3	142	319	42	94	211	49	37	41	19	44
3	118	266	35	78	176	41	31	35	16	37
9	84	94	45	56	63	50	47	49	27	32
4	81	91	40	53	60	45	52	48	37	31
5	66	81	28	44	51	34	28	31	16	24
6	158	306	49	102	205	61	52	55	28	55
4	104	104	69	69	69	72	97	80	49	41

Euler'schen Formel über den Widerstand gegen einfachen Druck (F . 0,5 t) hinausgeht, und in diesem Falle als zulässige Belastung nur den letzteren geringern Werth anzunehmen. Die vorstehende Tabelle zeigt hinsichtlich dieser beiden Werthe zum Theil sehr grosse Unterschiede, und zwar nicht nur bei 8facher Sicherheit, sondern auch bei 12facher Sicherheit. Es ist solches der Fall bei den unter Nr. 2, 3, 5, 6, 8 und 9 aufgeführten Säulen. Für die 3 m hohe Säule Nr. 2 ergiebt die Euler'sche Formel bei 8facher Sicherheit = 195 t und bei 12facher Sicherheit = 130 t, während der Widerstand gegen einfachen Druck nur 118 t beträgt. Für die 2 m hohe Säule gleichen Querschnitts Nr. 3 ergiebt die Euler'sche Formel bei 8facher Sicherheit = 438 t, und bei 12facher Sicherheit = 292 t, während der Widerstand gegen einfachen Druck nur 118 t beträgt. Aehnlich grosse Unterschiede zeigen sich auch bei den Säulen Nr. 5, 6, 8 und 9.

Die Euler'sche Formel hat also keine allgemeine Gültigkeit, für kürzere Säulen ergiebt sie zu hohe, demnach unzulässige Werthe. Wenn man nun auch in diesen Fällen die Belastung beschränkt auf den Widerstand gegen einfachen Druck, so ist damit die Angelegenheit offenbar nicht in befriedigender Weise erledigt. Denn es ist wohl unbestreitbar, dass man bei den vorbezeichneten 3 m hohen Säulen das Knicken nicht ganz ausser Acht lassen, und dieselben nicht ebenso stark belasten darf als ein ganz niedriges Gussstück. Man befindet sich also bei Anwendung der Euler'schen Formel unverkennbar in grosser Ungewissheit und Unsicherheit, und deshalb dürfte es rathsam sein, die Ergebnisse derselben nur dann anzunehmen, wenn dieselben geringer ausfallen, als die nach den praktischen Formeln sich ergebenden Werthe.

Bei den vorstehend angeführten praktischen Formeln von Rankine, Schwarz, Asimont, Schäffer und Lang ist der bei der Euler'schen Formel bestehende Uebelstand nicht vorhanden. Dagegen findet bei der Formel von Hodgekinson derselbe Uebelstand statt.

In den vorgenannten sog. praktischen Formeln, ausser der von Hodgekinson, wird der Werth der zulässigen Belastung P auch bei der kleinsten Länge niemals grösser als der Widerstand gegen einfachen Druck k . F. Ist die Länge = 0, so ergiebt sich der Werth $P = \frac{k . F.}{1}$

Die von Schäffer in der Deutschen Bauzeitung, Jahrg. 1877 S. 499 mitgetheilte Formel

$$P = \frac{k\ F\ J}{J + \frac{k . s\ F\ l^2}{n\ \pi^2\ E}}$$

ist den vorstehenden Formeln von Rankine und Schwarz ähnlich, und auch nach der Euler'schen Formel

$$P = n\ \frac{\pi^2\ E\ J}{s\ l^2}$$

wie folgt abzuleiten.

Zähler und Nenner der Euler'schen Formel multiplicirt mit k . F. giebt

$$P = \frac{k\ F\ n\ \pi^2\ E\ J}{k\ F\ s\ l^2}$$

$$= \frac{k\ F}{\frac{k\ s\ F\ l^2}{n\ \pi^2\ E\ J}}$$

darin $\frac{k\ s}{n\ \pi^2\ E} = \alpha$ gesetzt, folgt

$$P = \frac{k\ F}{\frac{\alpha\ F\ l^2}{J}}$$

und im Nenner 1 addirt, folgt

$$P = \frac{k\ F}{1 + \alpha \frac{F\ l^2}{J}}$$

also völlig übereinstimmend mit der Schwarz'schen bezw. Rankine'schen Formel.

Durch die Addition von 1 im Nenner der vorgenannten 3 Formeln wird der Missstand der Euler'schen Formel (das Ergebniss zu hoher Werthe bei geringer Länge) verhindert. Der Werth P kann, wie vorhin bereits bemerkt, niemals, selbst bei sehr geringer Länge, grösser werden als k . F., sondern er wird stets kleiner, und erst bei l = o wird P = k . F.

Von Rankine ist der Werth α nach Versuchs-Resultaten bestimmt, wie vorhin angegeben, und sollen die Berechnungen nach der Rankine'schen oder Schwarz'schen Formel mit den Versuchs-Resultaten gut übereinstimmen.

Bei der von Schäffer mitgetheilten Formel berechnet sich der Werth α unabhängig von den Versuchs-Resultaten nach der Formel

$$\alpha = \frac{k\ s}{n\ \pi^2\ E}$$

Darnach berechnen sich folgende Werthe für α

für Gusseisen (k = 500 kg, s = 8. n = 1, beide Enden frei, π^2 = 10, E = 1 000 000 kg); α = 0,0004.

für Schmiedeeisen (k = 580 kg. s = 6. n = 1. π^2 = 10. E = 2 000 000 kg); α = 0,000 174.

für Holz (k = 40 kg. s = 10. n = 1. π^2 = 10. E 100 000 kg); α = 0,0004.

Diese berechneten Werthe von α sind erheblich grösser als die vorstehend angegebenen, aus Versuchs-Resultaten ermittelten, und daher ergiebt sich für P ein geringerer Werth, also eine geringere Tragfähigkeit, als

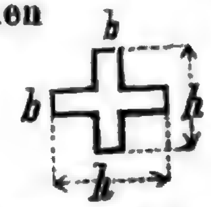
Digitized by Google

nach der Formel Rankine-Schwarz, wie solches aus der vorstehenden Vergleichungs-Tabelle S. 36 und 37 ersichtlich ist.

Nun wird sowohl von Schäffer (Deutsche Bauzeitung 1877 S. 499) als auch von Landsberg (Handbuch der Architectur I. Th. I. Bd. S. 312) angegeben, dass die nach der Schäffer'schen Formel berechneten Werthe von P recht gut mit den bis dahin durch Versuche erhaltenen Resultaten übereinstimmen.

Nach Ausweis der vorstehenden Vergleichungs-Tabelle sind aber die nach der Schäffer'schen Formel berechneten Werthe von P zum Theil sehr erheblich kleiner als die nach Rankine-Schwarz berechneten Werthe.

Dasselbe zeigt auch die nachfolgende Tabelle, in welcher für eine Anzahl schmiedeeiserner Flügelsäulen die nach den Formeln von Euler, Rankine-Schwarz und Schäffer berechneten Werthe von P zur Vergleichuug zusammengestellt sind.



Schmiedeeiserne Flügelsäulen		P = zulässige Belastung in Tonnen							
	h =	30	30	20	16	16	16	16	12
	b =	3	3	2,5	1,6	1,6	1,6	1,6	2
	l =	500	400	300	400	300	200	100	200
	J =	6811	6811	1669	551	551	551	551	295
Berechnet nach der Formel:	F =	171	171	94	49	49	49	49	44
1. Euler, 6fache Sicherheit k = 580 kg pro qcm		90,8	142	61,8	11,5	20,4	46	184	24,6
2. Desgl. 8fache Sicherheit k = 437 kg pro qcm		68,1	107	46,3	8,6	15,3	34,5	138	18,4
3. Rankine-Schwarz k = 580 kg α 0,00008		66	75	38,7	13,3	17,3	22	27	17
4. Schäffer, 6fache Sicherh. k = 580 kg α = 0,000174		47,4	58,3	31,2	12	11,9	18,6	29,6	12,5
Widerstand gegen einfachen Druck F . 0,58 t		99,2	99,2	54,5	28,4	28,4	28,4	28,4	25,5

Zwischen den in vorstehender Tabelle zusammengestellten Werthen ergeben sich gleichfalls erhebliche Unterschiede. Die Euler'sche Formel ergiebt bei Annahme 6facher Sicherheit bedenklich hohe Werthe, und bei kürzeren Stützen wiederum, wie vorhin bei den gusseisernen Stützen ausgeführt, ganz unzulässig hohe Werthe. Bei Annahme von 8facher Sicherheit werden die Werthe für längere Stützen den Ergebnissen der Rankine-Schwarz'schen und der Schäffer'schen Formel schon mehr angenähert. Die Ergebnisse der beiden letzteren Formeln zeigen aber auch wieder, wie vorhin bei den gusseisernen Stützen, zum Theil sehr erhebliche Unterschiede.

In Anbetracht nun der grossen Bedeutung des fraglichen Gegenstandes muss es dringend geboten erscheinen, durch Anstellung weiterer Versuche, die in Betreff der Knickfestigkeit zur Zeit noch bestehende grosse Ungewissheit und Unsicherheit zu heben, was auch Schäffer a. a. O. hervorgehoben hat.

In Erwägung, dass von den Stützen in Bauwerken, deren Sicherheit, also das Leben von Menschen abhängt, und in fernerer Erwägung, dass die Widerstandsfähigkeit des Eisens mit der Zeit sich vermindert, und auch durch Erschütterungen und durch Rosten die Tragfähigkeit vermindert wird, muss es als geboten erachtet werden, einen reichlich hohen Sicherheitsgrad anzunehmen. Somit ist bei Anwendung der Euler'schen Formel, wenn solche überhaupt zugelassen werden soll, 8fache Sicherheit als ungenügend zu erachten, und mindestens 10fache, besser noch 12fache Sicherheit anzunehmen. Keinesfalls dürfte die Belastung über das Ergebniss der Rankine-Schwarzschen Formel hinaus zuzulassen, und besser noch, wegen

Digitized by Google

des grössern Sicherheitsgrades die Schäffer'sche Formel anzuwenden sein.

Um die gusseisernen Hohlsäulen möglichst fehlerfrei herzustellen, ist es erforderlich, dieselben stehend zu giessen, — nicht liegend oder schräg. Man soll daher solche Stützen nur durch solche Giessereien ausführen lassen, welche für stehenden Guss die nöthigen Vorkehrungen besitzen. Ferner ist es rathsam für hohle Stützen, welche eine stärkere Belastung zu tragen haben, die Wandstärke nicht unter $2^1/_2$ bis 3 cm anzunehmen, da bei geringerer Wandstärke durch Verschiebung des Kerns, sowie durch Blasen, unganze Stellen etc. eine höchst gefahrvolle Verminderung der Widerstandsfähigkeit entsteht. Zwar ist theoretisch ein grösserer Durchmesser mit geringer Wanddicke billiger, als ein kleinerer Durchmesser mit grösserer Wandstärke, aber wegen der grössern Sicherheit muss dem letztern, nicht wegen grösserer Billigkeit dem erstern der Vorzug gegeben werden.

Ferner ist in Rücksicht der Sicherheit geboten, erhebliche Aenderungen des Querschnitts der Schäfte zu vermeiden, also nicht stärkere Ausladungen und Einziehungen anzunehmen. Dieserhalb sind weit ausladende Sockel und Kapitäle, wie sie bei Steinsäulen berechtigt sind, bei gusseisernen Stützen unzulässig. Sollen aus Rücksicht der Formengebung stärkere Ausladungen des Sockels und des Kapitäls hergestellt werden, so müssen diese stark ausladenden Theile besonders gegossen und angesetzt werden. Der Säulenschaft kann ohne Nachtheil gerippt oder cannelirt hergestellt werden.

Nach dem Abputzen der gegossenen Stützen, bevor der Anstrich ausgeführt wird, soll man dieselben aussen und innen sorgfältig besichtigen, und wenn bedenkliche Fehlerhaftigkeiten sich zeigen, die Stücke zurückweisen.

Ferner empfiehlt es sich, durch feine Anbohrung die Wanddicke zu prüfen. Ausserdem ist es rathsam, die gegossenen Stützen einer Druckprobe mittelst einer hydraulischen Presse zu unterwerfen, und zwar bis zum doppelten Drucke der künftigen Belastung. Eine stärkere Druckprobe ist nicht rathsam, weil dadurch eine nachtheilige Beeinträchtigung der Festigkeit herbeigeführt werden kann.

III. Holz.

Die Bruchfestigkeiten des Holzes sind angegeben wie folgt in kg pro 1 qcm.

	Eichen		Kiefern		Fichten		Tannen	
	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck
Weisbach „Der Ingenieur"	877	205—495	877	—	877	495—585	877	146
Breymann II. 5. Aufl. S. 86	1000	600	900	600	800	450	970	480
Allgemeine Hochbaukunde (Durm etc.)	685-965	364—487	430-820	302—410	370	297	713	312
Handbuch der Baukunde (Berlin) .	950	500	1000	500	800	400	800	400

Die zulässige Inanspruchnahme ist angegeben, wie folgt, in kg pro 1 qcm.

	Eichen		Kiefern		Fichten		Tannen	
	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck
Weisbach ($^1/_{10}$) . . .	88	21-50	88	—	88	50-59	88	15
Breymann	100	70	90	66	80	45	90	48
Allgem. Hochbaukunde	90	65	80	60	—	—	—	—
Gottgetreu 2. Theil, S. 91, nach Heinzerling, für definitive Bauten, mässige Erschütterungen	80	66	105	78	80	60	100	75
Berliner Baupolizei .	100-120	66	100	60	—	—	60	50
Ministerial - Bau - Abtheilung (Berlin)	100	80	100	60	—	—	—	—

Digitized by Google

Beim Holze vermindert sich im Laufe der Zeit durch die zerstörend einwirkenden Umstände die Festigkeit in erheblich grösserem Maasse als das beim Eisen der Fall ist. Das Holz wird durch die Luft und Nässe sehr stark angegriffen, besonders bei Konstruktionen im Freien. Bei diesen, z. B. hölzernen Brücken beträgt die Dauer ja nur etwa 30 Jahre. Abgesehen von der ganz ausserordentlich raschen Zerstörung durch nasse Fäulniss und Schwamm, wogegen die nöthigen Vorsichtsmassregeln angewandt werden müssen, werden selbst im Innern der Gebäude die Hölzer durch die Einwirkung von Luft und Feuchtigkeit, sowie durch Wurmfrass häufig verhältnissmässig rasch zerstört. Ferner nimmt die Elasticität in Folge des Naturgesetzes mit der Zeit erheblich ab. Aus diesen Gründen ist es geboten, bei den Holzkonstruktionen einen erheblich grössern Stärkegrad anzunehmen als bei Eisenkonstruktionen. Bei den auf uns gekommenen mittelalterlichen hölzernen Gebäuden, welche meistens aus Eichenholz erbauet sind, finden sich meistens sehr starke Hölzer angewandt. 30 cm starke Ständer und Balken finden sich vielfach. Aus dieser grossen Stärke erklärt sich die lange Dauer dieser Gebäude. Derartige grosse Stärken können wir heutigen Tages nicht mehr anwenden, weil der Preis des Holzes, besonders des Eichenholzes so sehr gestiegen ist. Wollte man derartige starke Hölzer anwenden, so würden die Kosten der Bauwerke grösser werden, als bei Anwendung von Stein- bezw. Eisenkonstruktionen. Diese letztern Konstruktionen haben vor Holzkonstruktionen mehrere Vorzüge voraus: grössere Dauer, grössere Umwandelbarkeit (kein Schwinden und die daraus folgenden grossen Uebelstände) und sodann Feuersicherheit. Daraus erklärt es sich, dass man von den Holzkonstruktionen mehr und mehr abgegangen ist und den Massivbau bezw. Eisenbau vorzieht.

Digitized by Google

Bei Anwendung von Holzkonstruktionen muss man aus den vorstehend angeführten Gründen die Stärken der Hölzer reichlich gross annehmen, damit nicht allzubald das Ende der Haltbarkeit eintritt.

Von Alters her hat die Regel gegolten, bei Holzkonstruktionen 10fache Sicherheit anzunehmen, also die Inanspruchnahme zu $^1/_{10}$ der Bruchfestigkeit. Die darnach berechneten Maassen der Hölzer wird man aber in vielen Fällen, besonders bei Bauwerken im Freien, aus den vorbesprochenen Gründen angemessen stärker annehmen müssen, und es kann das um so eher geschehen, als der Preis des Holzes erheblich geringer ist als der Preis des Eisens. Das Holz kostet in hiesiger Gegend 1 cbm Eichenbauholz 100 Mark, 1 cbm Fichten- oder Kiefernholz 40 bis 45 Mark, dagegen kostet Schmiedeeisen 1 cbm etwa 1200 Mark.

Die Beschaffenheit der Hölzer ist, wie die Versuche ergeben, sehr verschieden. In der vorstehenden Tabelle der Bruchfestigkeiten tritt die grosse Verschiedenheit nicht so sehr hervor, weil die angegebenen Werthe Mittelwerthe sind. In Berücksichtigung dieses Umstandes, sowie der vorstehend angeführten Gründe muss es geboten erscheinen, die zulässige Inanspruchnahme der Hölzer reichlich niedrig anzunehmen, und somit dürften sich folgende Sätze empfehlen:

Zulässige Inanspruchnahme bei definitiven Bauten:	kg pro 1 qcm Zug	kg pro 1 qcm Druck
Eichenholz	100	66
Kiefern	90	60
Fichten	80	50
Tannen	80	50

Bei interimistischen Bauten kann nach Heinzerling (Gottgetreu, 2. Theil S. 91) die Inanspruchnahme gegen

Digitized by Google

Zug und Druck etwa doppelt so gross, als vorstehend für definitive Bauten angegeben, genommen werden.

Der Elasticitätsmodel (Handbuch der Baukunde. Berlin, S. 600) ist anzunehmen:

100 000 kg pro qcm.

Die Biegungsfestigkeit ist anzunehmen = $^3/_4$ der Zugfestigkeit (Handbuch d. Baukunde S. 613).

Die Schubfestigkeit.

Barlow giebt dieselbe || zu den Fasern an zu $^1/_{20}$ der Zugfestigkeit.

Bauschinger's Versuche haben ergeben: Bruchfestigkeit bei Fichtenholz

|| zu den Fasern 53 kg pro qcm
⊥ „ „ „ 225 „ „ „

Darnach anzunehmen als zulässige Inanspruchnahme bei 10facher Sicherheit

|| zu den Fasern 5,3 kg pro qcm
⊥ „ „ „ 22,5 „ „ „

Die Knickungsfestigkeit. In dem Handbuche der Baukunde, Berlin, S. 600 ist hierfür angenommen die Bruchfestigkeit gegen Druck = 400 kg pro qcm, der Sicherheits-Koëffizient s = 10 und der Elasticitätsmodel E = 100 t.

Hinsichtlich der für die Berechnung der Knickungsfestigkeit anzuwendenden Formeln ist auf das vorstehend unter Gusseisen Mitgetheilte zu verweisen, woselbst auch die betreffenden Koëffizienten für Holz angegeben sind.

IV. Mauerwerk.

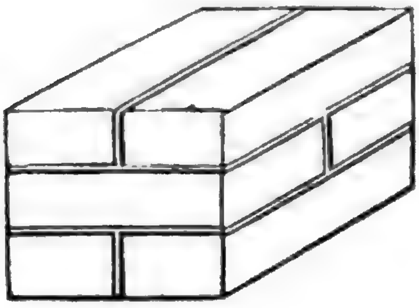
Die Druckfestigkeit (das Zerdrückungsgewicht) des frischen Mauerwerks ist ganz wesentlich abhängig von dem Mörtel. Der frische Kalkmörtel hat in der erstern Zeit nur eine geringe Druckfestigkeit.

Bei der Ausführung von Mauerwerk aber gewinnt der Kalkmörtel sofort einen erheblich höheren Grad der Druckfestigkeit als der Kalkmörtel für sich allein, da die Steine, besonders poröse Steine, also z. B. Mauerziegel, dem Mörtel einen erheblichen Theil des Wassers entziehen, wodurch eine grössere Dichtigkeit und Festigkeit des Mörtels bewirkt wird.

Erheblich günstiger als Kalkmörtel verhält sich der Cementmörtel. In Folge seines raschen Bindens gewinnt derselbe bald einen hohen Grad der Festigkeit, sowohl für sich, als auch zwischen Steinen.

Zur Ermittelung der Druckfestigkeit des Mauerwerks ist es erforderlich, wirkliche Mauerkörper den Versuchen zu unterwerfen, wie solches in der neuern Zeit denn auch mehrseitig geschehen ist.

Derartige Versuche von R. Neumann, Bau-Inspector beim Polizei-Präsidium in Berlin, angestellt mit Mauerwerksstücken aus 6 Ziegeln in 3 Schichten nach nebenstehender Zeichnung — mitgetheilt im Wochenblatte des Architecten-Vereins zu Berlin vom 5. und 12. Januar 1867 haben folgende Resultate ergeben.



	pro qcm in kg	
	Zerdrückt	Erster Riss
Ziegel in Kalkmörtel, frisch, seit einigen Stunden gemauert	58	16
Einzelne Ziegel	202	110
Ziegel von Stange und Sauer in Greppin in Cementmörtel, 1 Thl. Cem., 2 Thl. Sand	108	65
Desgleichen	114	92

Digitized by Google

	pro qcm in kg Zerdrückt	Erster Riss
Einzelne Ziegel von denselben . . .	211	116
Desgl., Ziegel der v. Patow'schen Ziegelei bei Berlinchen	85	—
Desgleichen	82	41
u. s. w.		

Neumann erachtet für Ziegelmauerwerk in Cementmörtel bei Annahme von 10facher Sicherheit als zulässige Belastungen die folgenden:

	pro qcm in kg
aus guten vorzüglichen Mauerziegeln . . .	7,3—8,4
„ Thonsteinen von Stange & Sauer . . .	11
„ Rathenower guten Ziegeln	14,6
„ Klinkern	23—29
„ hart gebrannten porösen Ziegeln . . .	7,3
„ leicht gebrannten porösen Ziegeln . .	3,4

Die in den Mittheilungen der Königl. tech. Versuchsanstalten zu Berlin, 2. Jahrg. 1884 mitgetheilten Zerdrückungsversuche von Mauerwerks-Würfeln lauten wie folgt:

	pro qcm in kg zerdrückt
3 Monat alt, in Mörtel aus 1 Thl. Kalk, 2 Thl. Sand, Benekendorfer Ziegel, vollständig zerdrückt	112—117
dito Herzfelder Ziegel	73—83
der Kalkmörtel für sich	12,5
dito, 3 Monat alt, in Mörtel aus 7 Thl. Kalk, 1 Thl. Cement, 16 Thl. Sand, Benekendorfer Ziegel	133—153
dito desgl. Herzfelder Ziegel	72—95
der Mörtel für sich	46

	pro qcm in kg zerdrückt
dito, 3 Monat alt, in Mörtel aus 1 Thl. Cement, 6 Thl. Sand, Benekendorfer Ziegel	144—157
der Mörtel für sich	123
dito, 3 Monat alt, in Mörtel aus 1 Thl. Cement, 6 Thl. Sand	127—166
dito, desgl. Herzfelder Ziegel	86—123

Auf Grund dieser Versuche ist in der vorstehend angeführten Quelle als zulässige Belastung für Ziegelmauerwerk, 3 Monat alt, $^1/_{10}$ in kg pro qcm angegeben:

Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	9 kg
dito in Cementmörtel	14 „
Bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel . .	20 „
Hartgebrannte poröse Wölbziegel in Cementmörtel	10 kg

---

Die vorstehenden Versuchs-Resultate entsprechen nicht völlig der Wirklichkeit bei Aufführung höherer Mauern. Hierbei wirkt auf die untern Schichten nach und nach der Druck des obern Mauerwerks, dadurch wird der Mörtel gepresst, und erlangt in Folge der Pressung einen grössern Grad der Festigkeit, als in ungepresstem Mauerwerke. Um diesen grössern Festigkeitsgrad durch Versuche ausfindig zu machen muss man die Versuchs-Mauerkörper nach und nach so belasten, wie es beim Bauen der Fall ist, und in diesem, der Wirklichkeit nachgeahmten Zustande die Zerdrückung ausführen.

Es kommen indess auch Fälle vor, in denen schon bald nach dem Vermauern eine starke Pressung eintritt, z. B. bei Wölbungen. Hierfür sind also die Resultate,

Digitized by Google

welche sich bei 3 Monate alten Mauerkörpern ergeben haben, ebenfalls nicht zutreffend.

Von der Bau-Polizei in Berlin sind für Mauerwerk und einige Steinarten die in der nachstehenden Tabelle aufgeführten Werthe als zulässige Inanspruchnahme auf Druck angenommen:

Zulässige Inanspruchnahme auf Druck	pro qcm in kg
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkm.	7
Gutes Ziegelmauerwerk in Cementmörtel .	11
Bestes Ziegelmauerwerk „ „	12—14
Poröse Wölbziegel, leicht gebrannt . . .	3
„ „ hart „ . . .	6
Tuffstein aus dem Brohlthale	6
Marmor	24
Basalt.	75
Granit	45
Rüdersdorfer Kalkstein in Quadern . . .	25
Nebraer Sandstein, roth	15
„ „ hell	30
Glas	75
Stein aus Cement, Schlacken und scharfem Sand (Nachweis durch Druckprobe) .	12

Von der Bau-Abtheilung im Preuss. Ministerium der öffentlichen Arbeiten sind unterm 16. Mai 1890, zunächst für das Hochbauwesen, die nachfolgenden Vorschriften der zulässigen Beanspruchung auf Druck erlassen:

	pro qcm in kg
Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel . . .	5
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkm.	7
Ziegelmauerwerk in Cementmörtel . . .	12
Bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel	14—20

Digitized by Google

	pro qcm in kg
Mauerwerk aus porigen Steinen, je nach der Festigkeit derselben	3—6
Granit	45
Niedermendiger Basaltlava	40
Sandstein, je nach der Härte	15—30
Rüdersdorfer Kalkstein in Quadern . . .	25

Die in den beiden vorstehenden Tabellen enthaltenen Ansätze entsprechen den vorstehend aufgeführten Versuchs-Resultaten, sowie auch den bei Bauten der neueren Zeit gewonnenen Erfahrungen, und empfehlen sich daher entschieden zu allgemeiner Annahme, — selbstverständlich unter Berücksichtigung der abweichenden örtlichen Verhältnisse.

Die aus älterer Zeit herstammenden, zum Theil erheblich grössern Angaben sind unter den heutigen Verhältnissen nicht mehr als maassgebend anzuerkennen. Früher hat man viel langsamer gebauet als das jetzt die Regel bildet, der Mörtel konnte also zu grösserer Festigkeit gelangen, ehe die volle Belastung darauf einwirkte. Gegenwärtig wird in der Regel eine viel raschere Ausführung verlangt, und es tritt daher eine erheblich grössere Pressung ein, ehe der Mörtel einen grössern Festigkeitsgrad erlangt hat.

Rondelet hat die Belastungen mitgetheilt, welche bei einigen der kühnsten Bauwerke stattfinden, und zwar wie folgt:

	pro qcm in kg
Säulen der Allerheiligen Kirche zu Angers	44
Pfeiler des Doms im Pantheon in Paris .	29
Pfeiler des Thurmes der Kirche zu St. Mery	29
Säulen in der Kirche St. Paul bei Rom .	20
Pfeiler des Doms der Paulskirche in London	19
Pfeiler des Doms der Peterskirche zu Rom	16
Pfeiler im Invalidendom in Paris . . .	15

Digitized by Google

Ueber die Tragfähigkeit von Quaderwerk in Mörtel liegen zur Zeit noch keine Versuche vor, und man befindet sich in dieser Beziehung noch im Dunkel. Ueber die Druckfestigkeit der Steine liegen sehr viele Versuche vor, aber nicht über Quaderwerk in Mörtel (Kalkmörtel und Cementmörtel). Unzweifelhaft findet hier ein ähnliches Verhalten statt, wie bei Ziegelmauerwerk. Das in Mörtel versetzte Quaderwerk hat eine geringere Druckfestigkeit als der Stein für sich, und einen grössern Grad der Druckfestigkeit als der Mörtel für sich. Der Mörtel bindet an den Steinen, verliert Wasser und erlangt dadurch einen grössern Festigkeitsgrad als der Mörtel für sich hat. Aber in welchem Maasse das einwirkt auf die Festigkeit des Quaderwerks, das ist zur Zeit noch nicht bekannt, — und daher das Ersuchen an die Versuchsanstalten gerechtfertigt, zur Aufklärung dieser Fragen eben solche Versuche anzustellen, wie das in Betreff des Ziegelmauerwerks geschehen ist.

Bei den vorstehend angeführten, von Rondelet mitgetheilten kühnsten Bauwerken ist die volle Belastung erst nach längern Jahren eingetreten, so dass der Mörtel bereits einen höheren Grad der Festigkeit gewonnen hatte. Die Zunahme der Festigkeit des Kalkmörtels geht bekanntlich sehr langsam vor sich, da die Aufnahme von Kohlensäure aus der umgebenden Luft, und somit die Rückbildung in steinharten kohlensauren Kalk nur sehr langsam stattfindet. In altem Mauerwerke zeigt sich häufig der Mörtel fester als die Ziegelsteine.

Bei dem vor 10 Jahren ausgeführten Umbau eines grossen Gebäudes hier in Hannover, wurde zur Herstellung grosser Ladenfenster die Stärke der Pfeiler, bestehend aus Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel, so erheblich vermindert, dass auf 1 qcm ein Druck von 10 kg kam.

Digitized by Google

Wegen erhobenen Bedenkens in Betreff der Tragfähigkeit der verschwächten Pfeiler wurde ich zur Erstattung eines Gutachtens aufgefordert. Das fragliche Ziegelmauerwerk war 44 Jahre alt, und die Untersuchung ergab, dass der Kalkmörtel selbst im Innern des Mauerwerks nahezu schon so fest als die Ziegel geworden, und somit eine völlig genügende Tragfähigkeit vorhanden war.

Für neues Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel ist, wie vorstehend mitgetheilt, von der Bau-Polizei in Berlin und von der Bau-Abtheilung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten daselbst eine Tragfähigkeit von 7 kg pro qcm angenommen. Dabei ist ein Alter von etwa 3 Monaten vorauszusetzen, wie die vorstehend angeführten Versuche der Königl. tech. Versuchsanstalten zu Berlin ergeben, und wie solches den bei Gebäudebauten in der Regel stattfindenden Umständen entspricht. Denn ehe die volle Belastung auf das ausgeführte Mauerwerk einwirkt, ist dasselbe in der Regel mindestens 3 Monate alt. Ganz frisches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel hat nicht eine Tragfähigkeit von 7 kg pro qcm.

Bei einem in hiesiger Gegend ausgeführten Bau von Eis- und Lagerkellern, bei denen nach früher üblicher Methode eine hohe Erdüberschüttung ausgeführt werden sollte, ergab sich, dass das rasch und bei nassem Wetter in Kalkmörtel aufgeführte Ziegelmauerwerk schon bei einer Belastung von 4 bis 5 kg pro qcm — und frisches in Kalkmörtel ausgeführtes Bruchsteinmauerwerk bei 3 bis 3,5 kg pro qcm nachzugeben begann. In derartigen Fällen, in denen auf frisches Mauerwerk eine starke Belastung gebracht werden muss, ist entschieden die Anwendung eines schneller erhärtenden Mörtels (Cement etc.) zu empfehlen, andernfalls darf die Belastung nicht über das vorbezeichnete Maass ausgedehnt werden.

Digitized by Google

Gottgetreu hat in seinem Werke „Physische und chemische Beschaffenheit der Baumaterialien“, I. Band, 3. Auflage, Seite 156 in der daselbst angegebenen Tabelle in Betreff der Festigkeit von Ziegelmauerwerk Folgendes angegeben:

Bezeichnung des Mauerwerks	Zerdrückungsgewicht in kg pro qcm	Zulässige Belastung in kg pro qcm		
		1 Unter den günstigsten Umständen	2 Bei geringen Erschütterungen	3 Bei starken Erschütterungen und dünnen Pfeilern
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Cementmörtel 1 Thl. Perlmoser Portlandcement und 3 Thl. feinern Sand nach 90tägiger Erhärtung . . .	95	9,5	4,0	2,0
Desgleichen in Mörtel von 1 Thl. Perlmoser hydraulischem Kalk und 3 Thl. Sand	61	6,1	3,0	1,5
Desgleichen in gewöhnlichem Luftmörtel von 1 Thl. Kalk und 3 Thl. Sand	51	5,0	2,5	1,2

Die vorstehenden Zerdrückungsgewichte sind nach Versuchen von Bauschinger angegeben. Als zulässige Belastung ist angesetzt: in der 1. Rubrik unter den günstigsten Umständen $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit; in der

Digitized by Google

2. Rubrik bei geringen Erschütterungen $^1/_{20}$; in der 3. Rubrik bei starken Erschütterungen und dünnen Pfeilern $^1/_{40}$ der Druckfestigkeit.

Es ist hierbei nicht angegeben, welches Alter die Versuchs-Mauerstücke hatten. Die Vergleichung mit den vorstehend mitgetheilten Versuchen von Neumann und von der Berliner Versuchs-Anstalt lässt vermuthen, dass die vorstehenden, von Gottgetreu mitgetheilten Bauschinger'schen Versuche sich auf frisches Mauerwerk beziehen: In diesem Falle würden diese Bauschinger'schen Versuche für die meisten Fälle der Praxis nicht massgebend sein, da die Maximalbelastung nur in sehr seltenen Fällen auf ganz frisches Mauerwerk wirkt.

Ferner sind gegen die Sicherheitsgrade, welche Gottgetreu in seiner vorstehend mitgetheilten Tabelle angesetzt hat, erhebliche Bedenken zu erheben. Darnach soll 10fache Sicherheit nur zulässig sein „unter den günstigsten Umständen" — „bei geringen Erschütterungen" wird 20fache Sicherheit, und „bei starken Erschütterungen und dünnen Pfeilern" sogar 40fache Sicherheit gefordert. Es ist nicht angegeben, ob diese weitgehenden Forderungen sich auf sichere Erfahrungs-Resultate stützen, oder ob es nur wohlgemeinte Ansichten sind.

Wie vorstehend mitgetheilt, ist von der Berliner Versuchs-Anstalt, sowie auch von Neumann als zulässige Belastung von Mauerwerk 10fache Sicherheit angenommen. Diesem Satze entsprechen auch die vorstehend gleichfalls mitgetheilten Ansätze der Berliner Baupolizei und der Bau-Abtheilung des Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten. Diese Ansätze haben sich auch in ausgedehntestem Maasse in der Praxis als ausreichend bewährt. In den allermeisten Fällen kommen aber mässige Erschütterungen vor, — durch Wind, vorüberfahrende

Digitized by Google

Wagen, durch Gehen, Springen und Tanzen u. s. w. Demnach fallen die meisten Gebäude unter die 2. Rubrik der Gottgetreu'schen Tabelle „geringe Erschütterungen", und es müsste also nach Gottgetreu's Ansicht dafür 20fache Sicherheit angenommen werden, also das Doppelte des Ueblichen. Offenbar ist das nach den Erfahrungsresultaten durchaus unberechtigt.

Bei starken Erschütterungen und dünnen Pfeilern ist es allerdings geboten, eine grössere Mauerstärke anzunehmen, als für gewöhnliche Fälle, aber auf das 4fache der letztern zu gehen ist entschieden nicht nöthig. Die Hauptwellenmauern grosser Fabriken führt man, wegen der starken Erschütterungen nicht in Kalkmörtel, sondern in Cementmörtel, oder doch in verlängertem Cementmörtel aus, weil das billiger und sicherer ist, als wenn man Kalkmörtel-Mauerwerk in grösserer Stärke ausführen wollte.

V. Steine.

Die Zerdrückungs-Versuche haben ergeben, dass die Druckfestigkeit ein und derselben Steinart, ja sogar der Stücke ein und derselben Gewinnungsstelle häufig sehr verschieden ist. Die mitgetheilten Versuchsresultate sind daher nur als ungefähre Werthe anzusehen. In solchen Fällen, in denen es auf eine genauere Kenntniss der Druckfestigkeit ankommt, muss diese durch besondere Versuche festgestellt werden.

In der nachfolgenden Tabelle will ich einen Auszug geben von den in den neuern Werken mitgetheilten Druckfestigkeiten verschiedener Steinarten:

Digitized by Google

Natürliche Steine.	Zerdrückungsgewicht pro qcm in kg
Granit	600—1800
Syenit	1000—1200
Basalt	1200—2078
Serpentin	800—1200
Diorit	1020—1730
Dolorit	880
Gabbro	645
Porphyr	525
Trachyt	550—1542
Marmor	200—1500
Dolomit	890—1300
Kalkstein	230—1115
Sandstein	97—950

(Durch Annässung vermindert sich die Festigkeit der Sandsteine, bei manchen Arten bis zu 1/4.)

Ziegelsteine.	
Gewöhnliche Ziegel	60—236
Hartgebrannte Ziegel	70—379
Klinker	240—720
Poröse Vollsteine	25—184
Gewöhnliche Lochsteine	150—194
Poröse Lochsteine	84

Der Verband deutscher Architecten und Ingenieure hat vor Jahren eine Kommission gewählt, bestehend aus den Herren Bauschinger, Funk und Hartig zur Klassificirung der Baumaterialien. Dieselbe hat folgende Werthe als Minimal-Druckfestigkeit angenommen:

Digitized by Google

		Für 1 qcm in kg
Granit, Diorit, Grünstein, Syenit, Syenit-Granit, Glimmerschiefer u. dgl.	1. Qualität	1600
	2. „	1200
	3. „	1000
	4. „	800
Kalksteine, also Marmor, Dolomite, Muschelkalk, Nummulitenkalk u. dgl.	1. Qualtät	1000
	2. „	800
	3. „	600
Sandsteine	1. „	800
	2. „	600
	3. „	200
Konglomerate und Tuff	1. „	400
	2. „	250
	3. „	150
Klinker	1. „	200
	2. „	160
Ziegel		120

Von Alters her ist es üblich gewesen, die zulässige Belastung der Steine zu $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit, oder mit andern Worten, 10fache Sicherheit anzunehmen. In der 5. Auflage von Breymann's Baukonstruktionslehre, Band I, S. 277 ist abweichend davon die zulässige Belastung der Steine nur zu $^1/_{20}$ der Bruchfestigkeit, und als Maximum 20 kg auf 1 qcm bezeichnet. Diese Angabe ist nicht begründet, und kann als allgemeine Regel als berechtigt nicht anerkannt werden. Bei Mauerwerk aus den festen Gesteinsarten kann ja allerdings eine so starke Belastung = $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit nicht in Anwendung gebracht werden, weil dabei der Mörtel

Digitized by Google

wesentlich mit in Betracht kommt, der einen erheblich geringern Festigkeitsgrad besitzt, als eine der festern Gesteine. Aber anders liegt die Sache bei Mauerwerk aus Steinen von geringerer Festigkeit, z. B. den gewöhnlichen Ziegeln und weichen Sandsteinen. Wollte man dabei 20fache Sicherheit annehmen, so würde das zu erheblich grössern Mauerstärken, also auch zu bedeutend grössern Kosten führen, als es nach der üblichen, und durch die Erfahrung als völlig ausreichend anerkannten Bauweise der Fall ist. Ferner sind bei Unterlagsquadern unter stark belasteten eisernen Säulen, sowie unter stark belasteten eisernen Trägern etc. stärkere Pressungen als $^1/_{20}$ der Druckfestigkeit vielfach ohne Nachtheil in Anwendung gekommen. Demnach ist die vorerwähnte Forderung einer 20fachen Sicherheit und einer Maximalbelastung von 20 kg auf 1 qcm als allgemeine Regel für alle Steinarten nicht als berechtigt anzuerkennen.

Die ausser der Druckfestigkeit bei Steinen noch in Betracht kommenden Festigkeiten, und zwar die Zug-, Schub- und Biegungsfestigkeit, anlangend so ist nach Bauschinger annähernd anzunehmen, wie folgt:

die Zugfestigkeit = $^1/_{26}$ der Druckfestigkeit;
die Schubfestigkeit = $^1/_{13}$ der Druckfestigkeit;
die Biegungsfestigkeit = $^1/_{6}$ der Druckfestigkeit.

Diese Ansätze sind nur als ungefähre anzusehen, und ist es geboten, in wichtigen Fällen die Koëffizienten durch direkte Versuche zu ermitteln.

VI. Cement.

Als zulässige Inanspruchnahme ist, wie bei Steinen und Mauerwerk, $^1/_{10}$ des Bruchgewichtes (10fache Sicherheit) anzunehmen.

Portland-Cement. Die Druckfestigkeit desselben hat sich ergeben:

nach den Versuchen von Bauschinger (I. Heft 1873 der Mittheilungen) Perlmoser Portland-Cement nach 90 Tagen:

	auf 1 qcm in kg
reiner Cement	211—258
1 Thl. Cement, 1 Thl. Sand	216—240
1 „ „ 2 „ „	185—202
1 „ „ 3 „ „	160—186
1 „ „ 4 „ „	160—163
1 „ „ 5 „ „	99—206

(8. Heft 1879 der Mittheilungen).

Eingestampfter Cementmörtel an der Luft erhärtet Sorte A:

1. Woche	1 : 0	120
	1 : 3	71
	1 : 5	37
2. Woche	1 : 0	141
	1 : 3	100
	1 : 5	63
4. Woche	1 : 0	156
	1 : 3	103
	1 : 5	61
8. Woche	1 : 0	152
	1 : 3	122
	1 : 5	84
16. Woche	1 : 0	214
	1 : 3	149
	1 : 5	133
108. Woche	1 : 0	240
	1 : 3	170
	1 : 5	111

Digitized by Google

Nach den Versuchen der Berliner Versuchsanstalten:

Reiner Cement

nach 7 Tagen 267 kg pro qcm durchschntl. aus 3 Versuchen,
„ 28 „ 330 „ „ „ „ „ 6 „

1 Thl. Cement, 3 Thl. Sand

nach 7 Tagen 89 kg pro qcm durchschntl. aus 6 Versuchen,
„ 28 „ 137 „ „ „ „ „ 20 „

Die vom Verbande der deutschen Architecten und Ingenieure zur Klassificirung der Baumaterialien ernannte Kommission (Bauschinger, Funk und Hartig) hat für Cemente folgende Werthe als Minimal-Druckfestigkeit angenommen, und zwar für ein Gemisch von 1 Thl. Cement und 3 Thle. Sand, nach einer Erhärtungszeit von 4 Wochen:

		Minimal-Druckfestigkeit per qcm in kg
Portland-Cement, langsam bindend,	1. Qualität	150
	2. „	110
	3. „	75
dito, rasch bindend	1. „	90
	2. „	75
	3. „	50
Roman-Cement	1. „	10
	2. „	5

Die Zugfestigkeit des Portland-Cements.

Die Zugfestigkeit beträgt etwa $^1/_{10}$ bis $^1/_6$ der Druckfestigkeit.

Nach den in Deutschland angenommenen Normen soll guter Portland-Cement aus 1 Gewichtstheil Cement und 3 Gewichtstheile reinem scharfen Sand nach 28 Tagen Erhärtung (1 Tag an der Luft und 27 Tage unter Wasser) eine Minimal-Zugfestigkeit von 8 kg pro qcm haben.

Digitized by Google

Das Preuss. Ministerium verlangt aber 10 kg pro qcm Minimal-Zugfestigkeit.

Versuche von Bauschinger (1. Heft 1873) haben als Zugfestigkeit ergeben:

	pro 1 qcm in kg
Perlmoser Portland-Cement nach 90 Tagen .	2,3
dito nach 105 Tagen	14,5
Bonner Portland-Cement	5,0—16,1

(8. Heft 1879.) Eingestampfter Cementmörtel an der Luft erhärtet, Sorte A:

1. Woche	1 : 0	14,0
	1 : 3	6,5
	1 : 5	4,2
2. Woche	1 : 0	16,0
	1 : 3	7,9
	1 : 5	5,1
4. Woche	1 : 0	18
	1 : 3	9,3
	1 : 5	6,1
8. Woche	1 : 0	19
	1 : 3	12
	1 : 5	8,7
16. Woche	1 : 0	13
	1 : 3	14
	1 : 5	14
108. Woche	1 : 0	19
	1 : 3	15
	1 : 5	12

Die Schubfestigkeit des Portland-Cementmörtels beträgt etwa $^1/_6$ der Druckfestigkeit, oder das 2fache der Zugfestigkeit.

Die Biegungsfestigkeit des Portland-Cementmörtels ist den nachfolgenden Versuchs-Resultaten gemäss

Digitized by Google

etwa = $^1/_4$ der Druckfestigkeit anzunehmen, und als zulässige Inanspruchnahme bei 10facher Sicherheit $^1/_{40}$ der Druckfestigkeit zu setzen. Bauschinger's Versuche (7. Heft 1877) mit Cement von Dyckerhoff haben ergeben:

	1 qcm in kg
reiner Cement	28,0—47,5
1 : 4 Sand	16,0
1 : 5 „	23,0

Ferner (8. Heft 1879.) Eingestampfter Cementmörtel an der Luft erhärtet, Sorte A:

1. Woche	1 : 0	35
	1 : 3	19
	1 : 5	10
2. Woche	1 : 0	53
	1 : 3	24
	1 : 5	17
4. Woche	1 : 0	61
	1 : 3	25
	1 : 5	17
8. Woche	1 : 0	55
	1 : 3	29
	1 : 5	23
108. Woche	1 : 0	81
	1 : 3	55
	1 : 5	32

VII. Beton.

Nach Hauenschild (Handbuch der Architectur von Durm etc., II. Thl. I. Band S. 155) hat Cement-Beton, welcher ebenfalls aus Cementmörtel und Kies hergestellt ist, mindestens dieselbe Festigkeit, wie der Cement-

Digitized by Google

mörtel für sich, gleiche Behandlung beim Anmachen vorausgesetzt.

Die Festigkeit wird wesentlich beeinträchtigt (bis zu 60 %), wenn man blos reinen Cement und Kies (ohne Sandzusatz) verwendet.

Daselbst, S. 154, sind folgende Versuchs-Resultate mitgetheilt:

	Volumtheile				Druck-festigkeit pro qcm in kg
	Cement	Kalkteig	Sand	Kies	
Dyckerhoff, — nach 28 Tagen, davon 27 Tage unter Wasser	1	—	2	—	151,8
	1	—	2	3	196,2
	1	—	2	5	170,5
	1	—	—	5	69,9
	1	—	3	—	98,8
	1	—	3	5	111,6
	1	—	3	$6^1/_2$	108,2
	1	—	4	—	75,2
	1	—	4	5	90,9
	1	—	4	$8^1/_2$	86,0
	1	1	6	—	53,5
	1	1	6	12	52,1
Mank fand bei Cementbeton, (Stern-Cement, Elbsand in Kieselschotter)	1	—	2	2	145
	1	—	2	3	110
	1	—	3	2	110
	1	—	3	4	65
	1	—	4	3	60
Versuchsstation der Reichseisenbahnen in Strassburg, — nach 7 Monaten	1	1	3	6	140
	1	1	4	8	121,2
	1	1	5	10	94,1
	1	1	6	12	96,8
8 Basaltsteine	1	1	5	—	147,9
10 Kalksteine	1	1	6	—	121,0
11 Sandsteine	1	1	7	—	83,0
13 Sandsteine	1	1	8	—	91,2

Digitized by Google

VIII. Die Tragfähigkeit des Baugrundes.

Felsboden, sofern er unverwittert und unzerklüftet ist, hat eine ebenso grosse Tragfähigkeit als die betreffende Gesteinsart = $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit.

Kies- und Sandboden. Diese Bodenarten, besonders wenn sie frei von Thon sind, gehören zu den festesten Baugründen. Die Berliner Baupolizei gestattet aber für „guten Baugrund", also auch für den dortigen Sandboden, nur eine Belastung bis zu 2,5 kg pro 1 qcm.

Die Bau-Abtheilung des Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten gestattet dagegen laut der Verordnung vom 16. Mai 1890 für „guten Baugrund", je nach der Beschaffenheit 2,5 bis 5,0 kg.

Im Handbuche der Baukunde, Abthl. III, Heft 1 „Der Grundbau" (Berlin 1887) berichtet Brennecke, S. 76, nach der Deutschen Bauzeitung 1874, S. 497, dass bei den Viadukten der Berliner Stadteisenbahn 4,5 kg pro qcm als obere Grenze angenommen sei, auf Grund von Ermittelungen, die beim Bau der Berliner Verbindungsbahn angestellt seien. Dabei habe sich gezeigt, dass der sandige Untergrund in und bei Berlin, wenn die Last gleichförmig vertheilt und ein geringes Setzen für das Bauwerk nicht nachtheilig ist, weit höher als bis zur obigen Grenze belastet werden dürfe, dass aber bei den Pfeilern gewölbter Bauten, wo der Druck sowohl der Grösse, als der Richtung nach wechsele, die Grenze von 4,5 kg nicht überschritten werden dürfe.

Brennecke berichtet a. a. O. weiter, dass man bei Schraubenpfählen mit der Belastung von sehr tief liegenden Sandschichten, (die Tragfähigkeit nimmt bekanntlich mit der Tiefe zu), ohne irgend welchen Nachtheil bis zu 8 kg pro qcm und noch höher gegangen sei.

Digitized by Google

Eine solch grosse Belastung ist aber selbst bei reinem Sandboden bedenklich, bei thonigem Sandboden entschieden unzulässig. Hierbei darf die Belastung je nach dem grössern oder geringern Thongehalte nicht über 2,5 bis 5 kg zugelassen werden.

Thon- und Lehmboden.

Die Tragfähigkeit dieser Bodenarten ist häufig überschätzt, es sind dabei gar viele böse Erfahrungen gemacht worden, welche zu grosser Vorsicht mahnen.

Brennecke theilt a. a. O. mit, dass die Fundamente der Mittelpfeiler der East-River-Brücke zu New-York auf den aus festem Thon bestehenden Untergrund mit 6,0 bezw. 7,1 kg drücken und dass das Fundament des grossen Schornsteins der Bochumer Gussstahl-Fabrik auf den Thonboden einen Druck von 6,67 kg pro qcm ausübe.

Eine derartige grosse Tragfähigkeit ist aber nur dem ganz zähen (sog. stämmigen) Thon, welcher sich nicht mit dem Spaten stechen lässt, sondern mit der Hacke gelöst werden muss, zuzusprechen. Die meistentheils vorkommenden Thon- und Lehmarten haben längst nicht eine so grosse Tragfähigkeit. Hier gemachte Erfahrungen haben dafür nur eine Tragfähigkeit von 1,0 bis 2,5 kg pro qcm ergeben. Bei stärkerer Belastung ist eine starke Senkung der Fundamente, die Hinausschiebung des Bodens nach den Seiten, und die Hebung des Bodens zu den Seiten der Fundamente eingetreten.

Dieselbe böse Erfahrung ist auch beim Bau von Bierlager- und Eiskellern in hiesiger Gegend bei hellgrauem Kalkmergelboden hervorgetreten. Dieser Boden machte den Eindruck grosser Tragfähigkeit, als aber die Erdüberschüttung soweit aufgebracht war, dass

Digitized by Google

an der Sohle der Fundamentmauer ein Druck von 5 kg pro qcm wirkte, begann das Nachgeben und musste daher ein Theil der aufgebrachten Erdaufschüttung wieder entfernt werden, so dass jetzt nur ein Druck von 2,5 kg verblieben ist.

Beim Bau der neuen Damen-Schwimmhalle an der Masch hierselbst ist die Fundirung aus Pfeilern mit Erdbögen hergestellt. Die Sohlen der Pfeiler stehen auf bläulichem Thon, und üben einen Druck von 1,64 kg pro qcm aus, der sich als völlig zulässig erwiesen hat.

IX. Die bei Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen.

Die Eigengewichte der Baumaterialien.

Von der Bau-Abtheilung des Königl. Preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten sind in der Vorschrift vom 16. Mai 1890 die folgenden Werthe angesetzt:

Lfd. No.	Benennung der Baumaterialien	1 cbm wiegt kg
1	Erde und Lehm	1600
2	Kies	1800
3	Ziegelmauerwerk aus vollen Steinen . .	1600
4	„ „ porigen Steinen 1000 bis	1200
5	„ „ Lochsteinen . . .	1300
6	„ „ porigen Lochsteinen.	900
7	Mauerwerk aus Schwemmsteinen	850
8	„ „ Kalksteinen	2600
9	„ „ Sandsteinen	2400
10	„ „ Granit bezw. Marmor . .	2700
11	Beton, je nach dem Steinmateriale 1800 bis	2200
12	Basalt	3200
13	Asphalt	1500

Digitized by Google

Lfd. Nr.	Benennung der Baumaterialien	1 cqm wiegt kg
14	Gyps, gegossen	970
15	Schiefer	2700
16	Glas	2600
17	Tannenholz	600
18	Kiefernholz	650
19	Eichenholz	800
20	Buchenholz	750
21	Gusseisen	7250
22	Schweisseisen	7800
23	Flusseisen	7850
24	Gewalzter Stahl und Flussstahl	7860
25	Blei	11370
26	Bronze	8600
27	Kupfer	8900
28	Zink, gegossen	6860
29	„ gewalzt	7200

Die Eigengewichte der Zwischendecken sind daselbst angesetzt wie folgt, und zwar ausschliesslich der Nutzlast:

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Decken	Für d. qm in kg
1	Balkenlage mit gestrecktem Windelboden darüber 10 cm stark, die Balken $^{26}/_{24}$ cm stark, von Mitte zu Mitte 1,0 m entfernt	230
2	Balkenlage, nur mit Fussbodendielen von 3,5 cm Stärke darüber; die Balken $^{26}/_{24}$ cm stark, 1,0 m von Mitte zu Mitte entfernt	70
3	Balkenlage gleicher Art mit Stülpdecke darüber aus 3 cm starken Dielen, und 10 cm starken Lehmschlage	210

Digitized by Google

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Decken	Für d. qm in kg
4	Balkenlage gleicher Art, mit halbem Windelboden, bestehend aus Staakung mit Lehmstroh umwickelt, oder aus Füllbrettern auf angenagelten Latten und Lehmschlag und Sandschüttung 11 cm stark, und 3,5 cm starkem Fussboden darüber . .	220
5	Balkenlage wie vorhin mit halbem Windelboden etc., jedoch unterwärts mit 2 cm starker Dielenschaalung, gerohrt und geputzt	250
6	Balkenlage wie unter Nr. 4, jedoch oberhalb anstatt des Dielenbodens mit einem 5—7 cm starken Gyps- oder Lehmestrich versehen	310
7	Balkenlage wie unter Nr. 5, jedoch oberhalb statt des Dielenfussbodens mit einem 5—7 cm starken Gyps- oder Lehmestrich versehen	340
8	Balkenlage wie vor, mit ganzem Windelboden, unterhalb mit Lehmbesatz, oberhalb mit 3,5 cm starkem Dielenfussboden	360
9	Flache Kappengewölbe mit $^1/_8$ Pfeil, $^1/_2$ Stein = 12 cm stark, für eine Spannweite bis zu 2,0 m zwischen eisernen Trägern, mit Hintermauerung, Sandschüttung bis unter den Dielenfussboden, Lagerhölzer und 3,5 cm starker Dielenfussboden, ausschliesslich des Gewichtes der eisernen Träger	510

Digitized by Google

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Decken	Für d. qcm in kg
10	Desgleichen wie Nr. 9, aber für 2—3 m Spannweite	580
11	Gewölbte Decke wie unter Nr. 9, jedoch aus porösen, oder Lochsteinen	450
12	Gewölbte Decke wie unter Nr. 10, jedoch aus porösen, oder Lochsteinen	520
13	Gewölbte Decke, wie unter Nr. 9, jedoch aus Schwemmsteinen	400
14	Gewölbte Decke, wie unter Nr. 10, jedoch aus Schwemmsteinen	470
15	Decke aus Cement-Kiesel-Beton zwischen eisernen Trägern für eine Spannweite bis zu 1,5 m, gewölbt mit $^1/_{10}$ Stich, im Scheitel 7 cm stark, mit Sandüberschüttung, Lagerhölzer und Dielenfussboden, — ausschliesslich des Gewichtes der eisernen Träger	510

Die Nutzbelastungen der Decken sind daselbst angesetzt, wie folgt:

Lfd. Nr.	Art der Nutzlast	Auf 1 qm in kg
1	Nutzlast für Wohngebäude und kleine Dienstgebäude durch Möbel, Menschen u. s. w., abgesehen von der in einzelnen Räumen vorkommenden besondern Belastung durch Akten u. s. w.	250
2	Nutzlast in grössern Geschäftsgebäuden von mehr als 300 000 ℳ Kosten, da hier leicht eine veränderte Benutzung grössere Bean-	

Digitized by Google

Lfd. Nr.	Art der Nutzlast	Auf 1 qm in kg
	sprucbungen der Decken bedingen kann, für alle Räume	400
3	Nutzlast in grössern Versammlungssälen .	400
4	Nutzlast für Decken unter Durchfahrten und befahrbaren Höfen, sofern nicht besondere Umstände die Berücksichtigung von grössern Einzellasten (Raddruck) angezeigt erscheinen lassen	800
5	Treppen-Nutzlast	400
	Im Uebrigen sind, wie daselbst angegeben ist, bei Feststellung der Nutzlasten für das Raummeter folgende Gewichte in Ansatz zu bringen:	Nutzlast für das Raummeter kg
6	Heu	100
7	Weizen	760
8	Roggen	680
9	Grosse Gerste	640
10	Kleiue Gerste	510
11	Hafer	430
12	Erbsen	850
13	Torf	600
14	Braunkohlen	650
15	Steinkohlen	900
16	Coaks	450
17	Eis	910
18	Aktengerüste und Schränke in Registraturen, Bibliotheken, Archiven u. s. w. einschliesslich der Hohlräume	500

Digitized by Google

Hierbei ist die Nutzlast für die Gänge, sofern dieselben nur geschäftlichen Zwecken dienen, nicht aber zur Benutzung durch Publikum bestimmt sind, nur mit 150 kg für das qcm in Rechnung zu stellen.

Die Eigengewichte der Dächer sind daselbst angesetzt, wie folgt, und zwar für das Quadratmeter geneigter Dachfläche (also nicht die Horizontalprojection):

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Dächer	Für 1 qm kg
1	Einfaches Bieberschwanz-Dach, einschliessl. der Lattung und der Sparren, $^{16}/_{18}$ cm stark, 1,0 m von Mitte zu Mitte entfernt, auch einschliesslich Mörtel	90
2	Bieberschwanz-Doppeldach, wie vorhin . .	120
3	Bieberschwanz-Kronen- oder Ritterdach, wie vorhin	130
4	Pfannendach, wie unter Nr. 1.	90
5	Pfannendach auf 2,5 cm starker Dielenschaalung nebst darüber gestreckter Lattung, einschliessl. Sparren, Schaalung, Latten und Mörtel	110
6	Falzziegeldach, wie unter Nr. 1	110
7	Deutsches Schieferdach auf 2,0 cm starker Schaalung, einschliesslich der Schaalung, Sparren etc. wie unter Nr. 1	85
8	Zinkdach, einschliesslich 2,5 cm starker Schaalung und der Sparren	40
9	Wellblechdach auf Winkeleisen, Wellblech 150 × 40 × 1,5 mm; Winkeleisen 2,0 m freitragend mit 2,0 m Abstand . . .	25
10	Theerpappdach, einschliessl. 2,5 cm starker Schaalung, der Sparren u. s. w. . . .	35

Digitized by Google

Lfd. Nr.	Art der Nutzlast	Für 1 qm kg
11	Holzcementdach, die Sparren $^{18}/_{18}$ cm stark, die Schaalung 3,5 cm, die Kiesschüttung 7 cm stark	180
12	Glasdach auf Sprosseneisen, einschl. des letztern; und zwar bei 4 mm starkem Glase	20
	„ 5 „ „ „	25
	„ 6 „ „ „	30

Bei den Dächern ist die Schneelast zu 75 kg für das qm Dachgrundfläche einzuführen und dabei die Möglichkeit einer vollen oder einer einseitigen Schneebelastung zu berücksichtigen. Bei steilen Dächern kann die Schneebelastung geringer angenommen werden, sofern einzelne Dachtheile nicht etwa Schneesäcke bilden; bei ganz steilen Thurmdächern, an welchen nur geringfügige Schneemengen haften können, ist eine Schneelast nicht weiter in Betracht zu ziehen.

Der Winddruck ist für das qm einer zur Windrichtung senkrechten Ebene nicht unter 125 kg in Anrechnung zu bringen; diese Annahme ist jedoch bei allen freistehenden Gebäuden, nöthigenfalls bis auf 250 kg zu erhöhen. Die Windrichtung ist horizontal anzunehmen.

Bei Dächern über offenen Hallen ist auch ein von Innen nach Aussen wirkender Winddruck in Betracht zu ziehen. Die Grösse desselben steht noch nicht erfahrungsmässig fest, kann aber mit Rücksicht auf den Umstand, dass meist Oeffnungen zum Entweichen der Luft vorhanden sein werden und der Maximaldruck bei der Uebertragung durch die im Innern der Hallen eingeschlossene Luft eine Abschwächung erfährt, zu 60 kg für das qm angenommen werden.

Digitized by Google

Endlich ist noch in der Mitte der einzelnen Konstruktionstheile (Sprosseneisen, Pfetten u. s. w.) eine Nutzlast von 100 kg, für einzelne das Dach behuf Wiederherstellungsarbeiten, Reinigen u. s. w. betretende Arbeiter, anzunehmen.

Die Angaben über die Eigengewichte der Baumaterialien, die Eigengewichte der Zwischendecken, die Nutzbelastungen der Decken, die Eigengewichte der Dächer, sowie die Schneebelastung und der Winddruck, finden sich in den verschiedenen Lehr- und Handbüchern zum Theil sehr erheblich abweichend von den vorstehenden Ansätzen der Preussischen Ministerial-Bau-Abtheilung angegeben, so dass man also auch in diesen Beziehungen in grosser Verlegenheit und Unsicherheit sich befand bei der Aufstellung statischer Berechnungen. Somit sind die von der Preussischen Ministerial-Bau-Abtheilung erfolgten Feststellungen, welche ohne Zweifel sich auf zuverlässige Ermittelungen gründen, freudigst zu begrüssen und zu allgemeiner Anwendung zu empfehlen.

Digitized by Google

X. Nachtrag.

Während der Drucklegung der vorstehenden Abhandlung wird aus Kopenhagen am 19. Januar 1891 („Hannoverscher Courier“ vom 20. Januar 1891, Abendausgabe) berichtet, dass in Folge der Kälte mehrere Schienenbrüche auf den dortigen Bahnen vorgekommen und dadurch Betriebsstörungen veranlasst seien. — Diese Nachricht ist für die Eisentechnik von der höchsten Bedeutung, und erfordert daher eine nähere sorgfältige Untersuchung. Meines Wissens ist bislang nicht bekannt, dass Schmiedeeisen und Stahl durch stärkere Kälte spröde werden. Von Gusseisen ist bekannt, dass dasselbe durch Kälte spröde wird, so dass Gusseisenstücke durch Stösse, starke Erschütterungen z. B. beim unvorsichtigen Umkanten, zum Bruche kommen. Aber vom Schmiedeeisen und Stahl ist eine ähnliche nachtheilige Einwirkung der Kälte bislang nicht bekannt. Es dürfte sich somit dringend empfehlen, bei der dänischen Eisenbahnverwaltung den nähern Sachverhalt zu ermitteln, ob die stattgefundenen Brüche wirklich auf die Einwirkung der Kälte zurückzuführen, und ob solche bei Eisenschienen oder bei Stahlschienen vorgekommen sind. Ferner dürften sich zur Klarstellung der vorliegenden Frage entsprechende Versuche der Versuchsanstalten empfehlen. Sollte sich durch die weitere Nachforschung die Thatsache herausstellen, dass durch die Einwirkung starker Kälte die Widerstandsfähigkeit des Schmiedeeisens und Stahls vermindert wird, so würde dann geboten sein, den Sicherheitsgrad für Eisen- und Stahl-Konstruktionen im Freien, also z. B. bei Brücken, entsprechend grösser anzunehmen, als das bislang für nöthig erachtet ist.

Digitized by Google

Der

Einfluss der Temperatur und der Nässe auf Steine und Mörtel

von

Ludwig Debo,
Geheimer Regierungsrath, Baurath und Professor a. D.

Hannover 1897.
Schmorl & von Seefeld Nachf.
(Inh. C. & G. Knothe).

0,35

Druck von Th. Schäfer in Hannover.

Digitized by Google

Inhaltsverzeichniss.

Seite

§ 1. Die Steine und der Mörtel sind, wie alle Körper, dem allgemeinen Naturgesetze unterworfen: durch Wärme-Erhöhung sich auszudehnen und durch Wärme-Verminderung sich zusammenzuziehen. Ferner haben sie die Eigenschaft durch Nässe sich auszudehnen und durch Austrocknen sich zusammenzuziehen. 1

§ 2. Angaben und Versuchsresultate von Bouniceau über den Einfluss der Wärme 1

§ 3. Versuchsresultate von Meier (Malstatt) 4

§ 4. Versuchsresultate von Dr. Schumann über den Einfluss des Wassers 4

§ 5. Bemerkungen zu den §§ 3 und 4 6

§ 6. Angabe von Marx über den Einfluss der Wärme auf Sandstein 8

§ 7. Bemerkungen zur Ausführung neuer Versuche 9

§ 8. Einfluss der Wärme, der Nässe und des Frostes auf Sandsteinquader 10

§ 9. Verhalten der Sandstein-Deckplatten auf einer hiesigen Garteneinfriedigungsmauer 13

§ 10. Verhalten einer hiesigen Freitreppe 18

§ 11. Die Verwitterung der Steine und die dagegen angewandten Schutzmittel 20

§ 12. Verhalten des Kalkmörtel-Ziegelmauerwerks 24

§ 13. Verhalten des Portlandcementmörtels und des Portlandcement-Betons 26

Digitized by Google

Seite

§ 14. Verhalten des Portlandcement-Betons mit Eiseneinlage (Monier-System) 30

§ 15. Verhalten des Cementmörtel-Ziegelmauerwerks 33

§ 16. Verhalten des Asphalts 44

„Nachtrag zu meiner Schrift: die Lage der neutralen Schichte bei gebogenen Körpern, und die Druckvertheilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung.“ . . 48

Digitized by Google

Der Einfluss der Temperatur und der Nässe auf Steine und Mörtel, und die daraus sich ergebenden Lehren für Bauausführungen.

§ 1. Die Steine und der Mörtel sind, wie alle Körper, dem allgemeinen Naturgesetze unterworfen: durch Wärme-Erhöhung sich auszudehnen und durch Wärme-Verminderung sich zusammenzuziehen.

Ferner haben dieselben auch die Eigenschaft, durch Nässe sich auszudehnen und durch Austrocknen sich zusammenzuziehen.

Dieses Verhalten muss bei Bauausführungen sorgfältig berücksichtigt werden, um Unheil zu verhüten.

Sichere Erfahrungs-Resultate darüber sind zur Zeit nur sehr spärlich vorhanden. Dasjenige, was mir bekannt geworden ist, will ich nachstehend mittheilen, unter Anfügung meiner Bemerkungen.

§ 2. Der Chef-Ingenieur Bouniceau hat in den Annales des ponts et chaussées, Theil 5 Jahrgang 1863, 1. Sem. S. 178 mitgetheilt, dass an den aus Mauerziegeln in Portlandcementmörtel ausgeführten Hafenmauern von Havre, welche zum grössten Theile im Sommer 1859 bei einer ungewöhnlichen Wärme von 25 bis 28° ausgeführt waren, im Winter von 1859 auf 1860 bei einer Kälte von — 12° unbedeutende Risse entstanden seien. Man habe zuerst befürchtet, dass diese Risse in Folge ungleichmässiger Hinterfüllung der Mauern entstanden seien, habe aber gefunden, dass der am meisten charakte-

Digitized by Google

ristische Riss in einer Mauer sich befand, welche auf beiden Seiten frei war, so dass also die Ursache der Risse auf die Zusammenziehung des Mauerwerks durch die Kälte zurückgeführt werden musste.

Hr. Bouniceau hat nun das Maass der entstandenen Frostrisse vergleichen wollen mit dem, nach dem Wärme-Koefficienten für Ziegelmauerwerk in Cementmörtel berechneten Maasse, hat aber gefunden, dass dieser Koefficient nicht vorhanden sei, und sich daher entschlossen, die Wärme-Koefficienten für Ziegelmauerwerk, für Cement, für Beton, sowie für verschiedene Steinarten durch Versuche zu ermitteln.

Diese Versuche sind ausgeführt an Prismen von 169 bis 240 cm Länge und etwa 20 cm im Quadrat Stärke. Jedes Prisma wurde in einem, über einer geschlossenen Feuerung stehenden eisernen Kasten in einem Wasserbade erwärmt, gemeinlich von 10 bis 95°. Vor jedem Ende war ein Winkelhebel angebracht zur Messung der erfolgten Ausdehnung.

Die Versuche haben folgende Koefficienten für 1° C. Temperaturveränderung als Theil der Länge ergeben:

	Längenänderung auf 1° C.
Mörtel aus reinem Portlandcement	0,0000107
Portlandcement-Mörtel, 1 Thl. Cement 2 Thl. Sand	0,0000118
Portlandcement-Beton	0,0000143
Ziegel-Mauerwerk in Portlandcementmörtel aus 1 Thl. Cement 2 Thl. Sand; Binder	0,0000089
Desgleichen; Läufer	0,0000046
Kalksteinquader von Ranville	0,0000075
Desgleichen von Maladrerie bei Caen	0,0000089
Granitquader von Diélette	0,000007[illegible]
Marmor	0,0000054
Weisser Gypsguss	0,0000160

Zu den vorstehenden Versuchsresultaten ist Folgendes zu bemerken.

Die Versuche haben, nach Angabe des Hr. Bouniceau, in Eile ausgeführt werden müssen. Es hat somit eine längere Einwirkung des erwärmten Wassers auf den zu prüfenden Körper nicht stattgefunden. Dieser hat also am Schlusse des Versuches noch nicht die Temperatur des umgebenden Wassers gehabt, da die Uebertragung der Wärme nur allmälig stattfindet. Zur Ermittelung des Ausdehnungs-Koefficienten hätte die Temperatur des Versuchskörpers selbst, und zwar zu Anfang, sowie zu Ende des Versuches, gemessen werden müssen, um daraus die in Betracht kommende Temperatur-Differenz zu erlangen. Die von Hr. Bouniceau gemessene Temperatur des umgebenden Wassers ist für die Feststellung des fraglichen Ausdehnungs-Koefficienten nicht massgebend. Die Temperatur des Wassers ist unzweifelhaft grösser gewesen, als die in Betracht kommende Temperatur des Versuchskörpers, und somit ergiebt sich hierfür ein grösserer Koefficient als nach dem Verfahren von Bouniceau.

Auf den ersten Anblick mag es so scheinen, als wenn die Bouniceau'schen Werthe für die Praxis doch nutzbar seien, indem man die Temperatur der umgebenden Luft in Ansatz bringe. Das aber ist nicht der Fall. Bei den Versuchen von Bouniceau hat das warme Wasser auf alle Seiten des Versuchskörpers eingewirkt, während die Einwirkung der umgebenden Luft auf die Mauerkörper sehr verschieden ist, z. B. bei Einfriedigungsmauern, Ufermauern, Gebäudemauern u. s. w.

Nun kommt aber in Betreff der Bouniceau'schen Versuche noch der sehr gewichtige Umstand in Betracht, dass dabei durch die Annässung eine Ausdehnung der Versuchskörper stattgefunden hat.

Digitized by Google

Sonach hat bei diesen Versuchen sowohl die Wärme, als auch ein gewisser Grad der Annässung auf die stattgefundene Ausdehnung eingewirkt, und es ist nicht klar zu stellen, wie viel davon durch die Wärme und wie viel durch die Annässung veranlasst ist. Demnach sind die Bouniceau'schen Koefficienten für die Wärmeausdehnung nicht als richtig zu erachten.

Leider hat Hr. Bouniceau keine nähere Angaben über die in den Havre'schen Hafenmauern entstandenen Risse, als Stärke der Risse und Entfernungen derselben, gemacht, so dass also eine Vergleichung mit dem Versuchs-Koefficienten nicht thunlich ist.

§ 3. Hr. Meier (Malstatt) hat durch Laboratorien-Versuche gefunden, wie in dem Werke „Der Portlandcement", Berlin 1892, S. 79 angeführt ist, dass der Portlandcement, und zwar ohne Sandzusatz, als auch mit 2 bis 6 Thl. Sandzusatz, durch die Wärme, innerhalb der Temperaturgrenzen von — 5° und + 25° C., fast genau ebenso beeinflusst wird als das Schmiedeeisen, das ist auf 1° C. = 0,00001220 der Länge (nach Lavoisier und Laplace).

Ferner hat Hr. Meier gefunden, dass beim Erhärten des Cementmörtels unter Wasser eine Längenvergrösserung von 0,001 der Länge eintritt, und dass beim Erhärten an der Luft eine Längenverminderung (Schwindung) bis zu 0,002 der Länge stattfindet.

§ 4. Hr. Dr. Schumann hat in Betreff des Einflusses des Wassers auf Cement und Bausteine durch Versuche die folgenden Resultate erlangt, (mitgetheilt in dem Protokoll der 7. General-Versammlung des Vereins Deutscher Cement-Fabrikanten, 1881; auch abgedruckt in dem Werke „Der Portlandcement" S. 80 und 81):

Digitized by

Verlängerung von Cementmörtel in Wasser gelegt, in Theil der Länge.

Zeitdauer in Wochen:	Mörtel ohne Sand	Mörtel aus 1 Thl. Cement u. 3 Thl. Sand
1 Woche	0,00048	0,00015
4 Wochen	0,00082	0,00021
13 „	0,00104	0,00024
26 „	0,00125	0,00028
39 „	0,00139	0,00030
52 „	0,00146	0,00033

Längenänderungen bei Bausteinen, als Theil der Länge.

Art der Bausteine	2 Wochen liegend	
	im Wasser dehnt sich aus	an der Luft schwindet
1. Ziegelsteine:		
Rother Ziegelstein, leicht gebrannt...	0,00016	0,00015
Weisser „ scharf „ ...	0,00010	0,00009
„ „ „ „ ...	0,00019	0,00010
Oldenburger Klinker	0,00006	0,00008
2. Sandstein:		
Rother Pfälzer Sandstein, feinkörnig..	0,00006	0,00018
„ „ „ grobkörnig..	0,00016	0,00023
Rother Sandstein, feinkörnig........	0,00046	0,00055
Grauer Miltenberger Sandstein, feink.	0,00050	0,00050
„ „ „ sehr feink.	0,00206	0,00178
3. Kalkstein:		
Lothringer weisser poröser Kalkstein.	0,00004	0,00008
„ Liaskalk..............	0,00007	0,00008
Litorinellen-Kalk von Biebrich......	0,00011	0,00009
Dichter thonhaltiger „	0,00026	0,00026

Digitized by Google

Art der Bausteine	2 Wochen liegend	
	im Wasser dehnt sich aus	an der Luft schwindet
4. Basalte:		
Basalt von Kirn a. d. Nahe	0,00041	0,00050
„ „ Oberbrechen bei Limburg a. d. Lahn	0,00025	0,00027
„ „ Steinheim bei Hanau	0,00048	0,00050
„ „ Neurod bei Wiesbaden...	0,00023	0,00027
5. Granit	0,00006	0,00015

§ 5. Bemerkungen zu den vorstehenden §§ 3 und 4.

Die Angabe des Hr. Meier (Malstatt), dass der Portlandcement, und zwar ohne, als auch mit Sandzusatz, durch die Wärme fast genau ebenso beeinflusst wird, als das Schmiedeeisen, stimmt mit den Angaben Anderer überein, und es darf dieselbe wohl als nahezu richtig anerkannt werden. Jedenfalls ist ein grösserer Unterschied nicht vorhanden, es würde sich das bei den Monier-Ausführungen gezeigt haben.

Der Hr. Ingenieur Wayss hat in seinem Werke „Das System Monier, Berlin 1887“ S. 8 angegeben: Der Ausdehnungs-Koefficient auf 1° C. Wärmewechsel beträgt für Portland-Cement-Beton nach Bouniceau 0,0000137 bis 0,0000148, — und für Schmiedeeisen nach Heinzerling 0,0000145. Diese Koefficienten sind fast genau gleich und Hr. Wayss erachtet darnach als wissenschaftlich erwiesen, dass die Ausdehnungs-Koefficienten für Portland-Cement-Beton und für Schmiedeeisen völlig gleich seien.

Nun habe ich aber vorstehend im § 2 nachgewiesen, dass die von Bouniceau ermittelten Wärme-Ausdehnungs-

Digitized by Google

Koefficienten nicht als richtig anzuerkennen sind, und ferner ist auch der vorstehend nach Heinzerling angeführte Koefficient für Schmiedeeisen als sehr zweifelhaft zu erachten.

Der Ausdehnungs-Koefficient für Schmiedeeisen auf 1° C. findet sich angegeben, wie folgt:

1. Lavoisier und Laplace, mitgetheilt im Handbuche der Baukunde, Berlin 1885, I. Hülfswissenschaften S. 799...........	0,00001220
und für Eisendraht........	0,00001235
2. Redtenbacher in Gottgetreu Baumaterialienlehre II. Band, 3. Auflage 1881	0,00001235
3. Breymann, III. Theil S. 6...........	0,00001115
und Eisendraht........................	0,00001140
4. Weisbach, der Ingenieur 1848 S. 526..	0,00001182
5. Ingenieurs Taschenbuch, die Hütte 1889.	0.00001182
6. Tabellen zur Baukunde 1879	0,00001182
	bis 0,00001258
7. Heinzerling, in Durm's Handbuch der Architectur III. Theil, Bd. 1, S. 17......	0,0000145.

Nach Ausweis der vorstehenden Angaben ist die unter Nr. 7 angeführte Heinzerling'sche erheblich grösser, als alle andern. Nähere Angaben über die Quelle der Heinzerling'schen Angabe sind nicht erbracht, so dass die Beurtheilung derselben nicht thunlich ist, und somit muss der vorhin erhobene Zweifel über die Richtigkeit vorerst als berechtigt erscheinen.

Demnach ist die von Hr. Wayss vermeintliche Beweisführung über die Gleichheit der Wärme-Ausdehnungs-Koefficienten von Portland-Cement-Beton und Schmiedeeisen hinfällig.

Digitized by Google

Die vorstehend im § 4 angeführten Versuche des Hr. Dr. Schumann über den Einfluss des Wassers auf Cement und Bausteine sind anscheinend an Versuchsstücken von nur 100 mm Länge vorgenommen, denn in der betreffenden Veröffentlichung ist gesagt: „ein Prisma von 100 mm Länge verlängert sich um Millimeter.“

Wenn die Versuche mit solch sehr kleinen Stücken vorgenommen sind, so ist die Richtigkeit der Resultate mit Recht zu bezweifeln, da eine einigermassen genaue Messung an solch kleinen Stücken nicht möglich ist.

§ 6. In Betreff des Sandsteins ist von Hr. Marx, Handbuch der Architectur von Durm pp. III. Theil S. 17, angegeben, dass der Ausdehnungs-Koefficient für Wärme sich dem von Eisen nähere. Fände eine so starke Ausdehnung allein durch die Wärme statt, so würden bei den Bauausführungen der Gebäude, insbesondere bei langen durchlaufenden Quadergesimsen, sowie bei den Deckplatten der Einfriedigungsmauern, den Deckquadern der Ufermauern, den Kantenquadern der Trottoirs, den Freitreppen u. s. w. die Schäden erheblich grösser sich zeigen, als es thatsächlich der Fall ist. Auf die Ausdehnung von Quaderwerken wirken ausser der Wärme auch noch die Nässe und die Eisbildung in den Fugen ein. Bei der Zusammenziehung in Folge der Kälte entstehen zwischen den Quaderstücken offene Fugen; in diese dringt Wasser ein, durch dessen Gefrieren eine Ausdehnung bewirkt wird. Es wirken also auf die Ausdehnung der Quader ausser der Wärme auch noch die Nässe und die vorbezeichnete Eisbildung ein. Wäre nun die Ausdehnung durch die Wärme schon so gross als die des Schmiedeeisens, so würde die Gesammtausdehnung sich unzweifelhaft erheblich grösser ergeben, als sie bei den Bauwerken wirklich stattfindet. Es erscheint also auch hier die Anstellung neuer Versuche als geboten.

Digitized by Google

§ 7. Bei der Ausführung neuer Versuche ist Folgendes zu berücksichtigen.

1. Um bei der Messung der Ausdehnungen einen grössern Genauigkeitsgrad zu ermöglichen, ist die Länge der Versuchsstücke nicht unter 2 m anzunehmen.

2. Zur Ermittelung der in Betracht zu ziehenden Temperaturdifferenz ist die Temperatur zu Anfang und zu Ende des Versuches an den Versuchskörpern selbst zu messen, in der Weise, dass einige, bis etwas unter die Hälfte der Höhe hinab reichende Löcher hergestellt werden, in dieselben Quecksilber geschüttet, und in dieses das Thermometer eingetaucht wird. Die Temperatur der umgebenden Luft bezw. des umgebenden Wassers ist nicht massgebend.

3. Wegen Ermittelung der Ausdehnung allein durch Wärme müssen die Versuchskörper völlig ausgetrocknet, und wegen Ermittelung der Ausdehnung durch Nässe müssen sie völlig durchnässt werden. Enthielten im erstern Falle die Körper Feuchtigkeit, so würde solche auf die Ausdehnung mit einwirken, wie solches bei den Bouniceau'schen Versuchen geschehen ist, — und wären im zweiten Falle die Versuchskörper nicht völlig durchnässt, so würde die Ausdehnung nicht zu voll eintreten.

4. Bei den Versuchen über die Ausdehnung durch Wärme ist zu ermitteln, ob dieselbe auch bei Steinen und Mörtel in geradem Verhältnisse zu dem Temperaturgrade stattfindet, wie für Metalle allgemein angenommen wird.

5. Ferner ist zu ermitteln, wie das Verhalten beim Zusammenwirken von Wärme und Nässe beschaffen ist, ob dabei die beidertheiligen Ausdehnungen sich zusammensetzen, oder aber ob die eine dieser Ausdehnungen ganz oder zum Theil in der andern aufgeht?

6. Ferner ist zu untersuchen das Verhalten bei ein-

Digitized by Google

seitiger Einwirkung der Wärme und Nässe. Dadurch wird eine Krümmung bewirkt werden. Die einseitige Einwirkung der Wärme und Nässe kommt vor: bei Gesimsquadern, deren hinterer Theil eingemauert ist, bei Deckquadern und Deckplatten von Mauern, Freitreppen-Stufen, Kantenquadern der Trottoirs, ferner bei in Cementmörtel ausgeführten Futter- und Ufermauern, grossen Schornsteinen u. s. w.

Einfluss der Wärme, der Nässe und des Frostes auf Sandsteinquader.

§ 8. Das Versetzen der Quader bei den Bauausführungen erfolgt in der Regel während der Monate April bis Mitte October. Die geringste Temperatur der Quader, zu Anfang April beträgt etwa 8° C.

Die grösste Luft-Temperatur während der heissesten Sommerzeit beträgt in unserer Gegend 36° C. im Schatten und 48° C. in der Sonne. Diese grosse Temperatur besteht aber nur kurze Zeit, und des Nachts findet eine erhebliche Abkühlung statt. Auch wirkt diese grosse Wärme auf die versetzten, theils durch Mauerwerk eingeschlossenen Quader nur theilweise ein. Die mittlere Temperatur der versetzten Quader wird bei Gebäuden etwa zu 16° C., und bei den freier liegenden Quadern, als Deckquader der Einfriedigungsmauern und Futtermauern, sowie Freitreppen u. s. w. etwa zu 22° C. anzunehmen sein. Darnach beträgt also die hinsichtlich der Ausdehnung in Betracht kommende Temperatur-Differenz bei Gebäuden 8° C., und bei den freier liegenden Quadern 14° C.

Nimmt man nun den Wärme-Ausdehnungs-Koefficienten für Sandstein nach Marx zu 0,0000122 der Länge auf 1° C. an, so ergiebt sich die Längen-Ausdehnung der Sandsteinquader durch Wärme:

Digitized by Google

bei Gebäuden zu .... 8 · 0,0000122 = 0,000098,
und bei Deckquadern, Freitreppen pp. zu .... 14 · 0,0000122 = 0,00017.

Dazu kommt nun noch die Ausdehnung durch die Nässe. Nach den Angaben von Schumann ist dieselbe bei den Sandsteinarten sehr verschieden, wie vorstehend § 4 angegeben: 0,00006 bis 0,00206 der Länge. Der letzte grösste Satz betrifft sehr feinkörnigen Sandstein. Derartiger Sandstein kommt sehr selten vor, und kann daher bei der Durchschnittsberechnung ausser Acht gelassen werden. Der Durchschnitt nach den ersten 4 Ansätzen beträgt 0,00030. Die vollständige Durchnässung findet aber während der heissesten Sommerzeit nicht statt, und wird daher für diese Zeit der Koefficient höchstens zu 0,00010 anzunehmen sein. Diesen Satz zu der vorhin ermittelten Wärme-Ausdehnung addirt, ergiebt sich die Gesammt-Längenausdehnung durch Wärme und Nässe, gerundet zu:

bei Gebäuden........................ 0,0002
und bei Deckquadern, Freitreppen pp. .... 0,00027.

Für die letztbenannten freiliegenden Sandsteinquader ergiebt sich in der Frühjahrs- und Herbstzeit, wenn durch andauernden Regen eine vollständige Durchfeuchtung bei geringer Wärme eintritt, der Koefficient zu = 0,0003. Das ist also die Maximal-Ausdehnung.

Sind bei aus mehreren gegeneinander stossenden Stücken bestehenden Quaderlagen die Fugen mit Cementmörtel geschlossen, so erfolgt die Ausdehnung im Ganzen, da der Cementmörtel wegen seiner grossen Druckfestigkeit eine merkliche Zusammendrückung nicht erleidet. Sind aber die Fugen mit Kalkmörtel geschlossen, so erleidet dieser eine gewisse Zusammendrückung, so dass die Verschiebung der Stücke ganz oder zum Theil verhindert wird.

Digitized by Google

Bei stattfindender Abkühlung von der höchsten Stein-Temperatur 22° C. bis zum Gefrierpunkte tritt eine Verkürzung ein, von $22^0 \cdot 0{,}0000122 = 0{,}00027$. Diese Verkürzung erfolgt nicht in der ganzen Länge der aus mehreren Stücken bestehenden Quaderlage, da auch der beste Cementmörtel nicht eine so grosse Zugfestigkeit hat, um bei dem mächtigen Zuge die Stücke zusammen zu halten. Jedes Stück bleibt daher an derjenigen Stelle liegen, welche es bei der stattgefundenen Verschiebung erhalten hat, und es zieht sich jedes Stück für sich zusammen. Dadurch entstehen zwischen den benachbarten, völlig durchnässten Stücken offene Fugen. Durch das Gefrieren des in diese offenen Fugen eingedrungenen Wassers findet eine Ausdehnung, also eine Vergrösserung der Fugenstärke statt. Dieser Prozess wiederholt sich in jedem Winter. Die Ausdehnung durch die Eisbildung, also die Vergrösserung der Fugenstärke beträgt = 0,029, gerundet = 0,03 der Fugenstärke.

Dieser Koefficient ergiebt sich wie folgt: das spec. Gewicht des Eises ist nach Weisbach 0,916 bis 0,927, im Mittel 0,920. Demnach nehmen 920 cbm Wasser bei der Eisbildung einen Raum ein von 1000 cbm; die Ausdehnung bei der Eisbildung beträgt also 80 cbm auf 920 cbm Wasser, also auf 1 cbm Wasser $\frac{80}{920} = 0{,}087$ cbm; demnach beträgt die Längenausdehnung des Eises $= \frac{0{,}087}{3} = 0{,}029$, wie vorstehend angegeben ist.

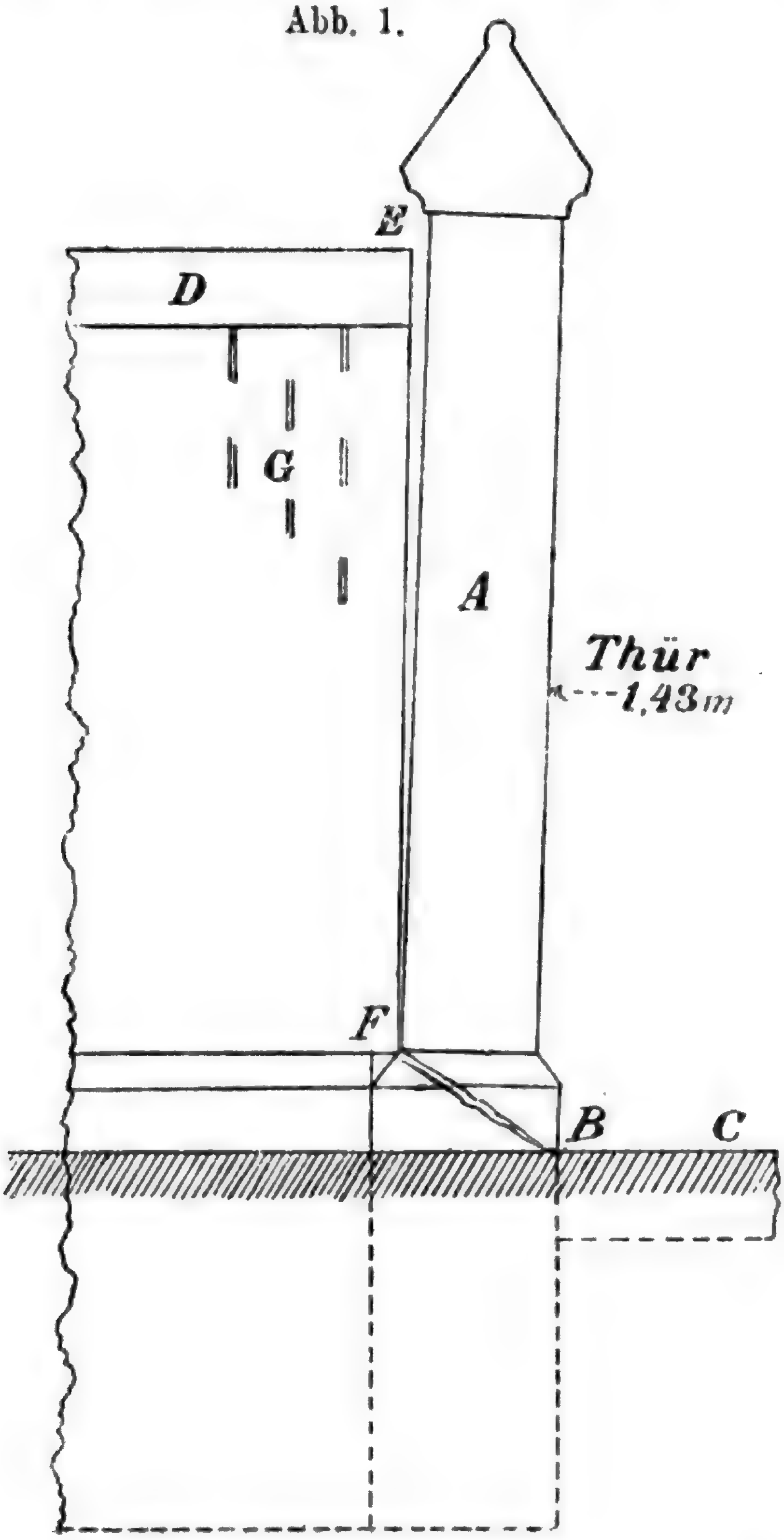
In jedem Winter vergrössert sich die Fugenstärke gegen das Vorjahr, und wenn diese Vergrösserung in einem Jahre auch nur gering ist, so ist es doch erklärlich, dass nach einer längeren Reihe von Jahren die Zunahme beträchtlich wird.

Digitized by Google

Verhalten der Sandstein-Deckplatten auf einer hiesigen Garteneinfriedigungsmauer.

§ 9. Die von mir beobachtete Einfriedigungsmauer besteht aus 2 Theilen, welche zusammen 23 m lang sind.

Abb. 1.



Digitized by Google

Zwischen beiden Theilen befindet sich eine Thür, im Lichten 1,43 m breit, und zu jeder Seite derselben, Abb. 1, ein Quaderpfeiler, dessen Schaft *A* 29 cm im Quadrat stark ist. Der Sockel *B*, 29 cm im Quadrat stark, 20 cm über Fusssteig und 75 cm unter Fusssteig hoch, ist mit dem Schafte aus einem Stücke hergestellt. Im Lichten der Thür befindet sich eine, gegen die Sockel der beiden Pfeiler stossende Quaderschwelle *C*. Die beiden Mauertheile sind aus gelben Ziegeln 1,65 m über Fusssteig hoch in Kalkmörtel ausgeführt und mit Sandsteinquadern *D*, 15 cm hoch, stark abgewässert und profilirt, abgedeckt. Auf der linken Mauer sind 11 Stück und auf der rechten Mauer 7 Stück Deckquader vorhanden, zusammen also 18 Stück. Die Stösse dieser Deckquader sind stumpf (nicht verfalzt) und mit Cement gedichtet gewesen. Die Enden der Mauern stossen gegen feste Mauern, sind also nahezu als unverrückbar anzusehen.

Bei der durch Wärme, Nässe und Frost veranlassten Ausdehnung hat sich die Verschiebung gegen die Thürpfeiler bei *E* geäussert, und diese Pfeiler hinaus geschoben. Da aber die Thürschwelle *C* die Hinausschiebung verhindert hat, so sind beide Pfeiler bei *FB* gebrochen. Die Ausführung der fragllichen Mauer nebst Thür ist vor 20 Jahren erfolgt.

Die Gesammtausdehnung der Deckquader durch Wärme, Nässe und Frost hat bis jetzt betragen: auf der linken Seite der Thür 4 mm, und auf der rechten Seite 3 mm, zusammen also 7 mm auf 23 m Länge, das ist also 0,0003 der Länge.

Diese Verschiebung hat nicht in der Art stattgefunden, dass die Deckquader auf der Mauer um das vorbezeichnete Maass von 4 bezw. 3 mm fortgeglitten sind, und an den Enden bei *E* einen Ueberstand von 4 bezw. 3 mm erlangt

Digitized by Google

haben, sondern es sind die obern Steine der Mauer bei G mit hinausgeschoben und es haben sich daselbst offene Fugen gebildet.

Durch die Hinausschiebung der Deckquader ist zwischen den Mauern und den Thürpfeilern eine offene Fuge entstanden, welche in Folge Gefrierens des eingedrungenen Wassers in jedem Winter sich vergrössert hat. Im November 1892 betrug die Weite der Fuge bei $E = 6$ mm, gegenwärtig (Febr. 1897) aber beträgt die Weite 10 mm.

Nach den Ansätzen im vorstehenden § 8 ergiebt die Berechnung Folgendes.

Die Maximal-Längen-Ausdehnung durch Wärme und Nässe ist daselbst angesetzt zu 0,0003. Das ergiebt für die hier in Frage stehende Länge von 23 m:

$$23 \text{ m} \cdot 0{,}0003 = 0{,}0069 \text{ m, gerundet } 0{,}007 \text{ m.}$$

Die Zusammenziehung durch die Abkühlung von der höchsten Sommer-Stein-Temperatur $= 22^0$ C. bis zum Gefrierpunkte beträgt $22^0 \cdot 0{,}0000122 = 0{,}00027$ der Länge, also auf 23 m Länge $= 23 \text{ m} \cdot 0{,}00027 = 0{,}0062$ m. Soviel betragen demnach zusammen die durch die Abkühlung entstandenen offenen Fugen. Die Ausdehnung durch das Gefrieren des in diese offenen Fugen eingedrungenen Wassers beträgt $0{,}0062 \text{ m} \cdot 0{,}03 = 0{,}00018$ m im 1. Jahre. In jedem folgenden Jahre nimmt die Vergrösserung der Fugenweite etwas zu; nach 20 Jahren beträgt die Summe der Fugenweite $= 0{,}010$.

Dieses Maass von 10 mm addirt zu der vorhin berechneten Längenausdehnung durch Wärme und Nässe $= 7$ mm, ergiebt sich die Total-Ausdehnung durch Wärme, Nässe und Frost zu $= 17$ mm.

Ich habe aber vorhin bereits berichtet, dass die Total-Ausdehnung in Wirklichkeit nur 7 mm beträgt. Sonach ergiebt die auf Grund der angegebenen Koefficienten aus-

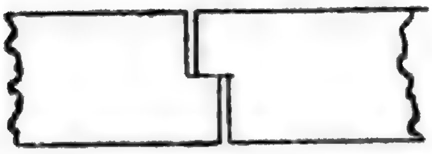
Digitized by Google

geführte Berechnung ein zu grosses Resultat. Es wird dadurch die vorhin von mir ausgesprochene Ansicht, dass die fraglichen Koefficienten nicht richtig, dass sie zu gross seien, bestätigt, und erwiesen, dass es nöthig ist, durch neue Versuche richtige Koefficienten zu schaffen.

Aus dem vorstehend beschriebenen Falle sind folgende Lehren zu ziehen:

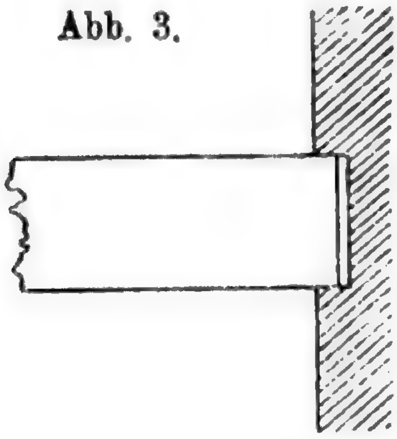
1. Die Deckquaderstücke sind nicht mit stumpfen Fugen gegeneinander zu stossen, sondern zu verfalzen, wie nebenstehende Abb. 2 zeigt, — damit das Eindringen von Wasser von oben in das Mauerwerk verhindert werde. Durch eindringendes Wasser wird das Mauerwerk durchfeuchtet, und dadurch, besonders auch durch das Gefrieren arg zerstört.

Abb. 2.



2. Das gegen höhere Bautheile, wie im erwähnten Falle gegen höhere Pfeiler stossende Ende ist nicht stumpf gegen zu stossen, sondern in eine Vertiefung des höheren Bautheiles eingreifen zu lassen, wie nebenstehende Abb. 3 zeigt, — einestheils damit der Deckquader bei stattfindender Ausdehnung sich ungehindert ausdehnen kann, — anderntheils damit keine nach oben offene Fuge entstehe, da durch das Gefrieren des, in eine offene Fuge eingedrungenen Wassers Unheil entsteht.

Abb. 3.



3. Die Stossfugen der Quader sind nicht mit Portlandcement, sondern, wie früher allgemein üblich, mit Weisskalk, dem auch etwas feiner Sand zugemengt werden kann, zu vergiessen. Wegen seiner grossen Druckfestigkeit

Digitized by Google

giebt der Cementmörtel in den Fugen bei stattfindender Ausdehnung der Quader nicht nach, und somit äussert sich die Verschiebung in der ganzen Länge der Quaderschichte, wodurch besonders bei grosser Länge der Quaderschichten grosses Unheil entstehen kann. Der Kalkmörtel aber schwindet, erlangt daher in jeder Fuge etwas Spielraum, er bleibt auch längere Zeit hindurch zusammendrückbar und quetschbar, so dass also jedes Quaderstück sich unbeschränkt für sich ausdehnen kann, und somit eine Verschiebung der längern Quaderlagen nicht stattfindet.

In früherer Zeit hat man beim Versetzen von Quadern auch selbst die Lagerfugen mit dünnflüssigem Kalkmörtel vergossen, nachdem die hintern Kanten sorgfältig unterzwickt und mit Mörtel verstrichen waren. Dieses Verfahren hat aber den Nachtheil, dass dadurch die Tragfähigkeit der Quader wesentlich beschränkt wird, da der Kalkmörtel, und besonders der dünnflüssige Kalkmörtel erheblich schwindet und zusammendrückbar ist, so dass also der grösste Theil der Lagerfläche nicht zum Tragen kommt, sondern die Last sich auf die Kanten concentrirt. Somit muss für die Lagerfugen dem Cementmörtel der Vorzug eingeräumt werden. Bei weniger stark belasteten Quadern kann wohl das Vergiessen mit Cementmörtel angewandt werden, bei stark belasteten Quadern muss aber das Versetzen in vollen Cementmörtel erfolgen, ungeachtet dasselbe sehr schwierig ist.

4. Die Weite der Stossfugen ist den zur Zeit des Versetzens obwaltenden Umständen, dem Wärmegrade und dem Nässegrade, entsprechend zu bestimmen.

5. Die Unterseite der Deckquader ist zu theeren, oder das Mauerwerk mit Theerpappe zu belegen, damit die Nässe der Quader dem darunter befindlichen Mauerwerke sich nicht mittheilen kann.

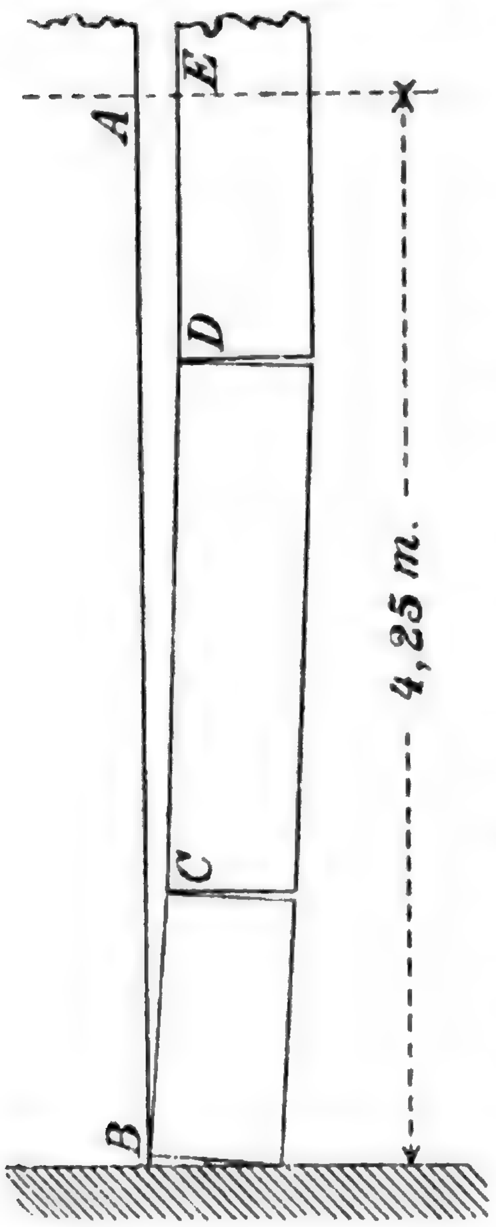
Digitized by Google

Verhalten einer hiesigen Freitreppe.

§ 10. Die zwischen zwei besonders starken Quader-Wangen liegenden Sandstein-Stufen sind 8,5 m lang, und abwechselnd aus 4 bezw. 5 Stücken gebildet. Die Fugen dieser Stücke, sowie auch die Fugen vor den Quader-Wangen sind stumpf. Auch die Fuge zwischen der Hinterkante der obersten Stufe und den anschliessenden Podestplatten ist stumpf. Alle diese Fugen waren mit Cementmörtel vergossen.

In Folge der Ausdehnung der Quaderstufen durch Wärme, Nässe und Frost ist eine Verschiebung der Stufenstücke nach vorn hin eingetreten, da die starken Quaderwangen die Hinausschiebung der Stufenenden verhindert haben. Die Stufenstücke bildeten nach der Hinausschiebung ein Polygon, wie in der nebenstehenden Abb. 4 karrikirt dargestellt ist. Darin bezeichnet *A* die Mitte der obersten Stufenlage, *B* die innere Kante der linken Wange, *AB* die gerade Kante des Podestes, *BC*, *CD* und *DE* die hintern Kanten der hinausgeschobenen Stufenstücke. Die Fuge *AE* zwischen dem Podeste und der Hinterkante des Mittelstückes der obersten Stufe hatte sich im Laufe von 14 Jahren bis auf 12 mm vergrössert. Auf die Vergrösserung dieser

Abb. 4 (Grundriss).



Digitized by Google

Fuge hat auch das Gefrieren des in dieselbe gedrungenen Wassers mit eingewirkt. Im Laufe der Jahre ist diese Fuge wiederholt mit Cement verstrichen, aber nach jedem Winter hat sie sich wieder geöffnet, der Cementverstrich lockerte sich, zerbröckelte und fiel nach unten herab. Deshalb hat man vor einigen Jahren eine Umlegung vorgenommen.

Berechnet man nun die in Frage stehende Ausdehnung der halben Stufenlänge *AB* durch Wärme, Nässe und Frost, nach den Ansätzen im § 8, so ergiebt sich Folgendes.

Die Maximal-Längenausdehnung durch Wärme und Nässe ist daselbst angesetzt zu 0,0003. Das ergiebt für die hier in Betracht kommende Länge *AB*

4,25 m · 0,0003 = 0,00128 m	= 1,28 mm,
die Breite der Fuge *B*, welche sich bei der Verdrehung des Stufenstückes *BC* gebildet hat, beträgt	= 1,70 mm,
zusammen	= 2,98 mm.

Die Zusammenziehung durch die Abkühlung von der höchsten Stein-Temperatur = 22° C. bis zum Gefrierpunkte beträgt $22^{0} \cdot 0{,}0000122 = 0{,}00027$ der Länge, also auf 4,25 m Länge = 1,1 mm. Dazu kommt noch die Vergrösserung, welche die Fugen bei *B*, *C* und *D* bei der Verschiebung der Stufenstücke erlangt haben. Die hinsichtlich der Frostwirkung in Betracht zu ziehende anfängliche Gesammt-Fugenweite ist anzunehmen zu 2 mm. Nach 14 Jahren beträgt dieselbe 2,7 mm. Dieses Maass addirt zu den vorhin berechneten 2,98 mm, ergiebt sich die Gesammt-Längenausdehnung = 5,7 mm.

Die Länge der hintern Kanten *BC*, *CD* und *DE* ist aber, einschliesslich der Fuge *B*, nur 1,7 mm grösser als die ursprüngliche Länge *AB*. Sonach ergiebt auch in

Digitized by Google

diesem Falle die Berechnung auf Grund der vorbesprochenen Koefficienten ein zu grosses Resultat.

Die aus dem vorstehend behandelten Falle zu ziehenden Lehren sind folgende:

1. Die Stufenstücke sind nicht mit stumpfen Fugen gegeneinander zu stossen, sondern zu verfalzen, wie vorhin in Abb. 2 angegeben ist.

2. Die Enden der Stufen sind nicht stumpf gegen die Wangen zu stossen, sondern nach Abb. 3 in eine Vertiefung der Wangen eingreifen zu lassen, einestheils damit bei stattfindender Ausdehnung der Stufen dieselben sich ungehindert in diese Vertiefung hineinschieben können, und anderntheils damit nicht beim Anschlusse der Stufe an die Wange eine nach oben offene Fuge entstehe.

3. Die Stossfugen sind nicht mit Cement, sondern mit Weisskalk, oder einem Gemenge von Weisskalk und feinem Sande, zu vergiessen.

4. Die Fuge *A B*, zwischen der Hinterkante der Stufe und dem Podestbelag ist nicht stumpf, sondern mit Verfalzung herzustellen.

Die Verwitterung der Steine, und die dagegen angewandten Schutzmittel.

§ 11. Die Ausdehnungen und Zusammenziehungen, welche durch den Temperaturwechsel, sowie durch Anfeuchtung und Austrocknung bewirkt werden, machen sich zunächst, und besonders stark an der äussern Kruste der Steine geltend. Nach Innen zu nimmt die Einwirkung ab. Dadurch werden starke Spannungen in der äussern Kruste der Steine hervorgerufen, in deren Folge der Zusammenhang der Steintheilchen zerstört, eine Auflockerung und endlich die Abbröckelung derselben bewirkt wird.

Digitized by Google

Dazu trägt sodann auch das Gefrieren des eingedrungenen Wassers erheblich bei. Dieser Prozess, die sog. Verwitterung, ist am stärksten an der sog. Wetterseite, der Westseite, da an dieser Seite der durch Westwind gegenschlagende Regen am nachtheiligsten einwirkt; darnach folgt die Nordseite, darnach die Südseite und sodann, als günstigste, die Ostseite.

Auf weichen Sandsteinen bilden sich an der Wetterseite Moose und Flechten, wodurch die Feuchthaltung und die Verwitterung befördert werden.

Manche hellfarbige, poröse Sandsteine werden durch die Einwirkung von Staub und Russ an den Aussenflächen stark geschwärzt.

Der vom Winde gegen die Steine getriebene Sandstaub macht die Oberfläche der Steine rauh.

Der Marmor wird von der in der Luft befindlichen schwefligen Säure stark angegriffen.

Zum Schutze gegen die Verwitterung sind folgeude Mittel in Anwendung gebracht.

1. Nach alter Regel sollen die Steine nicht auf den Spalt gestellt werden, insbesondere aber soll die Lagerfläche nicht nach aussen gekehrt werden. In diesem Falle lösen sich durch die Einwirkung der Wärme, der Nässe und des Gefrierens die Lamellen gar leicht ab.

Leider wird gegen diese Regel bei der Aufführung von Bruchsteinmauern aus glattgeschichteten Steinen vielfach gesündigt; man kehrt die glatte Lagerfläche nach aussen, um die Bearbeitung der äussern Fläche zu ersparen. Dieser arge Unfug muss mit aller Strenge verhindert werden.

Bei höhern Pfeilern und Säulen aus einem Stücke kann die vorgenannte Regel nicht befolgt werden. Solche Stücke müssen daher nur aus solchem Gesteine hergestellt

werden, welches erfahrungsgemäss der Verwitterung in höherem Maasse widersteht.

2. Um das Eindringen der Nässe und des Staubes in die Poren der Steine zu verhindern bezw. zu beschränken, hat man verschiedene Anstriche nach dem völligen Austrocknen der Steine ausgeführt.

Oelfarbe-Anstrich ist entschieden verwerflich, einestheils weil derselbe nur kurze Dauer hat, und daher oft erneuert werden muss, anderntheils aber, weil dadurch das schöne wohlthuende Aussehen des natürlichen Gesteines gänzlich verloren geht.

Heisser Leinöl-Anstrich verdirbt gleichfalls das gute Aussehen, und kann daher nur angewandt werden auf der Oberfläche der vortretenden Gesimse und auf der Oberfläche der Fenstersohlbänke.

Paraffin, mehrseitig sehr empfohlen;

Wasserglas, desgleichen.

Testalin, ein Präparat, welches von den Chemikern Hartmann & Hauers (Chemische Fabrik in Hannover) seit einigen Jahren in den Handel gebracht ist. Dasselbe ist z. B. angewandt an dem neuen Rathhause in Hamburg, an dem Gebäude der Deutschen Militairdienst-Versicherungs-Anstalt zu Hannover, an dem Kaiser Wilhelm-Denkmal an der Porta u. s. w. Soviel sich bis jetzt beurtheilen lässt, wirkt dasselbe sehr günstig, ob das nun auch auf die Dauer der Fall sein wird, muss die Erfahrung lehren.

3. Zum Schutze der nach oben freien Seiten der vortretenden Gesimse und Fenstersohlbänke, sind bei verschiedenen Gebäuden auch Bedachungen von Kupferblech oder Zinkblech angewandt.

Im Anschlusse an das Vorstehende will ich noch Einiges über mehrere interessante, lehrreiche Fälle aus der Litteratur hier anführen.

Digitized by Google

Nach einem Vortrage des Prof. Egleston in Amerika, mitgetheilt im Centralblatt der Bauverwaltung 1885 S. 362, zeigte der im Centralpark von New-York im Jahre 1880 aufgestellte, aus Aegypten erlangte Obelisk aus Granit, welcher sich in Aegypten 2000 Jahre fast ohne Verwitterung erhalten hatte, schon im Jahre 1885 eine sehr erhebliche Verwitterung, so dass man zu der Ansicht gelangte, er werde nach 15 Jahren völlig vernichtet sein. In der vorhin angezogenen Zeitschrift ist sodann Jahrgang 1886 S. 60 angeführt, dass man einen Paraffin-Ueberzug hergestellt habe.

In derselben Zeitschrift, Jahrgang 1888 S. 192 ist ferner berichtet, dass nach einer Mittheilung des Oberingenieurs Gobin in Lyon in der Zeitschrift La Nature, bei einem im Jahre 1670 errichteten Granitkreuze in St. Pal de Mons, an der Sonnenseite eine etwa 1 cm starke Schale sich abgelöst habe, durch die abwechselnde Ausdehnung durch die Sonnenstrahlen und die Zusammenziehung bei Frost. Eine ähnliche Erscheinung ist auch an einem Granitkreuze in Joux bei Tarare (Rhone) zu beobachten.

In Betreff der Marmor-Statuen in Berlin (s. Centralblatt der Bauverwaltung 1881 S. 75) hat der Engländer Geikie sich dahin ausgesprochen, dass eine längere Dauer als 100 Jahre nicht zu erwarten sei. — Die Statuen der Feldherren Friedrich des Grossen waren nach 90 bis 60 Jahren sehr stark zerstört, so dass sie beseitigt sind. An dem 1871 errichteten Schillerdenkmale hat sich schon nach wenigen Jahren eine bedenkliche Zerstörung gezeigt. — Die Marmormonumente Friedrich Wilhelm III. und der Königin Louise, sowie Göthe's im Thiergarten werden jeden Winter mittelst eines Kastens geschützt.

In London zeigte das Marmordenkmal der Königin

Digitized by Google

Anna im Jahre 1862 eine sehr starke Verwitterung und widerwärtige schwarze Flecken und Streifen.

Das berühmte Löwendenkmal in Luzern von Thorwaldsen (s. Hannov. Courier vom 15. Aug. 1892 Abends), welches in die Felswand (feinkörniger Sandstein) eingearbeitet ist, verwittert stark, und man befürchtet, dass dasselbe nach 100 Jahren eine völlige Ruine sein wird. Schichte um Schichte löst sich von demselben ab. Was man thun kann, um den Zerstörungsprocess zu verlangsamen, ist geschehen; die den Felsen durchziehenden Wasseradern sind gefasst und abgeleitet; während der rauhen Jahreszeit wird das Denkmal durch einen Bretterverschlag geschützt. Man hat auch in Erwägung gezogen, das Denkmal mit einer dichten Glasur zu überziehen und zunächst ein Stück der fraglichen Felswand damit überzogen; aber es hat sich gezeigt, dass der Stein hierdurch eine hässliche Missfarbe erhielte; deshalb hat man davon Abstand genommen.

Verhalten des Kalkmörtel-Ziegelmauerwerks.

§ 12. Der Kalkmörtel schwindet bekanntlich. Das Schwinden desselben in den Lagerfugen des Ziegelmauerwerks beträgt $^1/_{200}$ bis $^1/_{150}$ der Höhe der Mauern (nach Breymann's Baukonstruktionslehre). Das ergiebt für eine Schichte plus einer Lagerfuge von $6^1/_2 + 1$ cm $= 7^1/_2$ cm $= 75$ mm Höhe:

$$\frac{75}{200} = 0{,}38 \text{ mm, bezw. } \frac{75}{150} = 0{,}5 \text{ mm,}$$

also durchschnittlich 0,44 mm. Das ist also das Schwindmaass einer Kalkmörtelfuge von 10 mm Stärke, demnach $^1/_{23}$ der Fugenstärke.

Für die Stossfugen von 1 cm Stärke ist das gleiche

Digitized by Google

Schwindmaass von 0,44 mm, für jede Stossfuge frischen Mauerwerks anzunehmen.

Die Ausdehnung der Ziegel durch Wärme und Nässe berechnet sich nach den Koefficienten von Bouniceau und Schumann, wie folgt.

Auf eine Läuferlänge nebst einer Stossfuge = 250 + 10 = 260 mm beträgt die Längenänderung auf 1° C. nach Bouniceau (§ 2) für Cementmörtel-Ziegelmauerwerk
0,0000046 · 260 mm .... = 0,001196 mm,
davon abgesetzt für 1 Cementmörtel-
stossfuge 0,0000118 · 10 mm .... = 0,000118 „

bleibt für den Ziegel-Läufer .... = 0,001078 mm.

Die mittlere Temperatur der äussern Gebäudemauern im hohen Sommer ist anzunehmen .... = 16° C.,
die Anfangs-Temperatur bei der Ausführung .. = 8° „

Differenz = 8° C.,

also beträgt die Ausdehnung darauf
8° C. · 0,001 mm...................... = 0,008 mm,
dazu kommt noch die Ausdehnung durch
Nässe, welche nach Schumann beträgt
250 mm · 0,00016.................. = 0,040 „

zusammen = 0,048 mm.

Diese Ausdehnung wirkt ein auf eine Stossfuge. Nun ist aber vorstehend das Schwindmaass des Kalkmörtels für eine Stossfuge ermittelt zu 0,44 mm.

Daraus ergiebt sich also, dass die auf die Stossfuge einwirkende Ausdehnung durch die Wärme und Nässe ungehindert eintreten kann, und dass somit eine Verschiebung der Steine durch die Einwirkung der Wärme und Nässe bei dem Kalkmörtel-Ziegelmauerwerke nicht stattfindet.

Dieses Verhalten wird durch die Erfahrung völlig bestätigt. Es ist meines Wissens kein Fall bekannt geworden,

Digitized by Google

dass Kalkmörtel-Ziegelmauerwerk durch Wärme-Erhöhung oder durch Nässe-Ausdehnung eine Verschiebung der Steine, oder bei Frost in Folge der Zusammenziehung Risse erhalten hat, wie solches bei Cementmörtel-Ziegelmauerwerk der Fall ist.

Wohl ist es häufig vorgekommen, dass Kalkmörtel-Ziegelmauerwerk durch Frost auseinander getrieben worden. Das aber hat seinen Grund in der Ausdehnung, welche durch das Gefrieren des in dem noch frischen Mörtel enthaltenen Wassers, oder des durch Regen eingedrungenen Wassers erfolgt ist. Zur Vermeidung dieser Zerstörung ist die alte Regel zu befolgen, das Mauern im Herbste so frühzeitig einzustellen, dass bis zum Eintritte des Frostes der Kalkmörtel genügend ausgetrocknet ist, und ferner, das Eindringen des Regenwassers in das Mauerwerk durch Ueberdeckung desselben zu verhindern.

Verhalten des Portlandcement-Mörtels und des Portlandcement-Betons.

§ 13. Wie vorstehend im § 3 angeführt worden, ist von Hr. Meier (Malstatt) beobachtet, dass beim Erhärten von Cementmörtel eine sehr erhebliche Volumenänderung stattfindet, und zwar beim Erhärten an der Luft eine Längenverminderung (ein Schwinden) bis zu 0,2 Prozent, also 0,002 der Länge, — und beim Erhärten unter Wasser eine Längenvermehrung von 0,1 Prozent, also 0,001 der Länge.

Ein derartiges Verhalten ist mir bei denjenigen Cementarbeiten, welche ich zu beobachten Gelegenheit gehabt habe, nicht vorgekommen, und erscheint mir dasselbe auch im hohen Grade unwahrscheinlich. Denn durch ein solches Verhalten würden bald nach der Ausführung sehr grosse

Digitized by Google

Verwüstungen angerichtet werden, nämlich Zerreissen des Putzes, der gezogenen Gesimse, der Fusswegbeläge u. s. w., sowie ein Zerreissen, Zertrümmern und Zerbröckeln des Mauerwerks. Ein solch unheilvolles Verhalten zeigt sich aber bei regelrechter Verwendung von Cement guter Qualität nicht, und daraus ist zu schliessen, dass die vorerwähnte Beobachtung des Hr. Meier eine irrige ist.

In Betreff des Einflusses der Wärme und der Nässe auf Cementmörtel und Cementbeton sind vorstehend in den §§ 2, 3 und 4 die folgenden Koefficienten angegeben.

Von Bouniceau Längenänderung durch Wärme auf 1° C.

Mörtel aus reinem Portlandcement.......... 0,0000107
Portlandcement-Mörtel, 1 Thl. Cement 2 Thl. Sand 0,0000118
Portlandcement-Beton 0,0000143

Von Meier (Malstatt)

Portlandcement, und zwar ohne Sandzusatz, als auch mit 2 bis 6 Thl. Sandzusatz (wie Schmiedeeisen)......................... 0,0000122

Von Schumann, Verlängerung von Portlandcementmörtel in Wasser gelegt, in Theil der Länge.

Zeitdauer in Wochen	Mörtel ohne Sand	Mörtel aus 1 Thl. Cement u. 3 Thl. Sand
1 Woche	0,00048	0,00015
4 Wochen	0,00082	0,00021
13 „	0,00104	0,00024

Wenngleich nun, wie im Vorstehenden dargelegt worden, die Richtigkeit dieser Koefficienten nicht anerkannt werden kann, so ist doch völlig zweifellos, dass der Cementmörtel

Digitized by Google

bei steigender Temperatur sich ausdehnt, und bei sinkender Temperatur sich zusammenzieht, — und ferner, dass er durch Nässe sich ausdehnt und durch Trocknen sich zusammenzieht.

Daraus folgt, dass der auf Kalkmörtel-Mauerwerk ausgeführte Cementmörtel-Ueberzug unvermeidlich Risse bekommt. Denn das Kalkmörtel-Mauerwerk erleidet, wie vorhin im § 12 erläutert, durch Temperatur- und Nässewechsel nicht derartige Veränderungen wie der Cementmörtel. Es entstehen in dem Cementmörtel entweder eine grössere Zahl feiner Risse (sog. Haarrisse), oder auch in grössern Entfernungen stärkere Risse.

Es ist die Ansicht sehr verbreitet, die Rissebildung habe ihren Grund in der fehlerhaften Behandlung des Cements und es könne dieselbe durch regelrechte Verarbeitung verhindert werden. Diese Ansicht ist bis zu einem gewissen Grade berechtigt, aber aus der vorstehenden Darlegung ist als unzweifelhaft anzuerkennen, dass sich auch durch die sorgfältigste Behandlung die Rissebildung nicht verhindern lässt.

In die entstandenen Risse dringt Wasser und durch dessen Gefrieren werden die Risse vergrössert.

Auch bei den Fusswegsbelägen aus Cementmörtel auf einer Unterlage von Ziegeln oder Cementbeton entstehen durch den Einfluss der Temperatur- und der Nässe-Veränderungen unvermeidlich Risse, welche durch das Gefrieren des eingedrungenen Wassers vergrössert werden. Bei hier ausgeführten Belägen haben sich Risse bis zu 1 cm Breite gebildet. Diese Erfahrung hat darauf geführt, in dem Cementmörtelbelage trennende Fugen herzustellen. Wenn die Fugen in nicht zu grosser Entfernuug hergestellt werden (nicht über 1 m), so wird dadurch die Rissebildung wesentlich verhindert. Man hat auch mit gutem Erfolge

Digitized by Google

Cementplatten von etwa 40 cm im Quadrat gross auf der Betonunterlage in Cementmörtel verlegt.

Auch bei, in Cementmörtel gezogenen Gesimsen hat man durch Einschneiden trennender Fugen der Rissebildung mit gutem Erfolge entgegen gewirkt.

Die Längen-Ausdehnungen und Verkürzungen des Cementmörtels bei Verputzungen, gezogenen Gesimsen, Fusswegsbelägen u. dgl. durch den Einfluss der Temperatur und der Nässe sind sehr erheblich, da bei der verhältnissmässig geringen Dicke die Luft-Temperatur erheblich stärker einwirkt als bei Körpern von grosser Dicke.

Angenommen die Lufttemperatur bei der Ausführung sei + 15° C., so ergiebt sich bis zur grössten Sommerwärme in hiesiger Gegend, nämlich 36° C. im Schatten und 48° C. in der Sonne, setze 40°, eine Differenz von + 25° C., und bei der Abkühlung im strengen Winter bis — 15, eine Differenz von $40 + 15 = 45°$ C. Somit nach Bouniceau eine Längenänderung von $45° \cdot 0{,}0000118 = 0{,}000531$ der Länge. Dazu die Längenänderung durch Nässe 0,00024, zusammen also = 0,00077 der Länge, — das ergiebt z. B. auf 20 m Länge = 17 mm. Dazu kommt dann noch die Einwirkung durch das Gefrieren des eingedrungenen Wassers.

Bei der Ausführung von Cementputz und insbesondere beim Ziehen von Gesimsen wird leider oftmals noch der Fehler gemacht, dass der letzte Ueberzug aus reinem Portlandcement (ohne Sandzusatz) hergestellt wird, um eine recht glatte Oberfläche zu erlangen. Der reine Portlandcement widersteht aber den Witterungseinflüssen viel weniger als ein Mörtel mit Sandzusatz. Deshalb ist ein Zusatz von Sand, mindestens 1 Theil (auf 1 Thl. Cement) anzuwenden, der aber feinkörnig sein kann.

Bei dieser Gelegenheit erlaube ich mir hervorzuheben,

Digitized by Google

auch die Einwirkung der Temperatur und der Nässe auf Kalk-Cementmörtel zu ermitteln. Vermuthlich wird dieselbe geringer sein als beim Cementmörtel.

Der Portlandcement-Beton soll nach Bouniceau's Angabe von dem Temperaturwechsel stärker beeinflusst werden, als der Cementmörtel. Der Koefficient auf 1° C. ist angegeben für den erstern zu 0,0000143 und für den letztern (1 Thl. Cement und 2 Thl. Sand) zu 0,0000118. Dieses Verhalten ist als unwahrscheinlich zu erachten. Die Steinstücke im Beton sind vollständig vom Cementmörtel umschlossen, der letztere bildet also durch die ganze Betonmasse hindurch ein zusammenhängendes Gerippe, in welchem die Steinstücke eingeschlossen sind. Die meisten der zum Beton verwendeten Steinarten haben einen kleinern Temperatur-Koefficienten als der Cementmörtel. Somit wird man zu der Ansicht geleitet, entweder spielt im Beton hinsichtlich des Temperatureinflusses der Cementmörtel die Hauptrolle, — dann würde der Koefficient des Betons gleich dem des Cementmörtels sein, — oder aber es wirken die geringer beeinflussten Steine hemmend auf den sie umschliessenden Cementmörtel ein, — dann würde der Koefficient des Betons kleiner sein als der des Cementmörtels. Es liegt also auch hier wieder eine Frage vor, deren Entscheidung durch neue Versuche erfolgen muss.

Verhalten des Portlandcement-Betons mit Eiseneinlage (Monier-System).

§ 14. Vorstehend ist im § 3 bereits angeführt, dass nach den Versuchen von Meier (Malstatt) die Wärme-Ausdehnungs-Koefficienten für Portlandcementmörtel

Digitized by Google

und für Schmiedeeisen nahezu gleich seien, das ist auf 1° C. = 0,0000122. Nach Angabe von Wayss ist auch der Koefficient für Cement-Beton derselbe. Diese Angaben stimmen mit den zahlreichen Monier-Ausführungen überein, und können somit wohl als nahezu richtig anerkannt werden.

Bei den Ausführungen nach dem Monier-System kommt nun aber ausser dem Einflusse der Wärme noch in Betracht die Einwirkung der Nässe. Das Eisen wird durch Nässe nicht ausgedehnt, nach Schumann's Angabe (siehe § 4) soll aber bei Mörtel aus 1 Thl. Cement und 3 Thl. Sand die Längenausdehnung betragen:

		der Länge
nach	1 Woche	0,00015
„	4 Wochen	0,00021
„	26 „	0,00028
„	52 „	0,00033

Dieser Umstand ruft die Frage hervor: ob dadurch der innige Zusammenhalt zwischen Mörtel und Eisen aufgehoben werde? — In dieser Hinsicht ist nun aber hervorzuheben, dass bei der sehr grossen Zahl von Ausführungen, welche bereits stattgefunden haben, dieser Umstand sich nicht gezeigt hat, und sonach anzunehmen ist, dass durch die starke Pressung des Mörtels gegen das einliegende Eisen die Trennung zwischen den beiden Materialien verhindert wird.

Bei dieser Gelegenheit mag noch ein anderer, das Monier-System betreffender Umstand erwähnt werden, nämlich das Rosten des im Cementmörtel eingeschlossenen Eisens.

Von Hr. Wayss wird in seinem Werke „Das System Monier, Berlin 1887" S. 4 u. f., das Rosten entschieden

Digitized by Google

bestritten, unter der Begründung, dass die grosse Dichtigkeit des Cementmörtels den Zutritt von Luft und Wasser zu dem eingeschlossenen Eisen verhindere, und dass die Erfahrung solches bestätige.

Der Cementmörtel hat unverkennbar einen hohen Grad der Dichtigkeit, aber er ist keineswegs völlig wasserdicht und also noch weniger völlig luftdicht. Legt man ein Stück trocknen Cementmörtel in Wasser, so nimmt er einen Theil des Wassers in seine Poren auf, er wird völlig durchfeuchtet. Daraus folgt, dass er nicht völlig wasserdicht, und also noch weniger völlig luftdicht ist. Es gelangen somit Luft und Wasser durch die Poren des Cementmörtels zu dem eingeschlossenen Eisen, wodurch das Rosten desselben ermöglicht ist. Dieser Prozess geht allerdings wegen des hohen Dichtigkeitsgrades des Cementmörtel nur sehr langsam vor sich, aber die gänzliche Unmöglichkeit ist nicht vorhanden.

Das Monier-System gehört der Neuzeit an, eine langjährige Erfahrung darüber ist noch nicht vorhanden. Wenn bis jetzt das Rosten des im Cementmörtel eingeschlossenen Eisens noch nicht sich gefunden hat, so ist es doch sehr fraglich, ob nach 50 oder 100 Jahren oder nach mehreren Jahrhunderten, das Verhalten ebenso sein wird. Soviel ist allerdings heute schon klar, dass im Cementmörtel das Eisen nicht so stark rostet als in Kalkmörtel oder in Gypsmörtel.

Nach dem heutigen Stande der Sache wird man, wie bisher, auch für die Folge kein Bedenken tragen, das Monier-System seiner grossen Vortheile wegen bei gewöhnlichen Bauten in Anwendung zu bringen, aber bei Monumentalbauten, Werken, die auf Jahrhunderte Bestand haben sollen, muss davon Abstand genommen werden.

Digitized by Google

Verhalten des Cementmörtel-Ziegelmauerwerks.

§ 15. Solches Mauerwerk ist in der neuern Zeit in ausgedehntem Maasse zur Anwendung gekommen bei den Ufermauern der Häfen und Kanäle, bei Schleusen- und Brückenbauten u. s. w. Es hat sich ergeben, dass in solchem Mauerwerke in kalter Jahreszeit Risse (sog. Frostrisse) entstehen, und zwar in Folge der Zusammenziehung (der Volumenverminderung) bei sinkender Temperatur. Nähere, für die Wissenschaft verwerthbare Angaben darüber sind bis jetzt leider nicht veröffentlicht. Es zeigt sich auch hierin wieder das leider weit verbreitete Bestreben, derartige unangenehme Erlebnisse möglichst zu vertuschen und todt zu schweigen, — zum Nachtheil der Wissenschaft.

Bouniceau hat, wie vorstehend im § 2 angeführt ist, bereits im Jahre 1863 in den Annales des ponts et chaussées mitgetheilt, dass im Winter 1859 auf 1860 in den im Sommer 1859 bei 25 bis 28° C. Wärme ausgeführten Hafenmauern von Havre unbedeutende Risse entstanden seien, bei einer Kälte von — 12° C. Die Stärke der Risse und die Entfernung derselben ist nicht angegeben, so dass also die Ermittelung eines Koefficienten darnach nicht möglich ist.

Die einzige nähere, für die Wissenschaft verwerthbare Mittheilung über das hier fragliche Verhalten ist von dem Herrn Ober-Baudirektor Franzius in Bremen gemacht in dem Centralblatt der Preuss. Bauverwaltung, Jahrgang 1888 S. 94 über Frostrisse in der Ufermauer des Bremer Freihafens, wofür die Fachgenossen demselben zu grossem Danke sich verpflichtet halten müssen. Auszüglich daraus will ich Folgendes hier anführen:

„Die Mauer ist 2000 m lang, unten 4,72 m, oben

Digitized by Google

3,65 m stark, und 7,3 m hoch; in Mitten derselben sind Aussparungen von 2,2 m Stärke vorhanden, mit Cementbeton ausgefüllt; im obern Theile ist ein Kanal hergestellt, 1,1 m breit und 1,3 m hoch, für Rohrleitungen, Kabel pp.; die Mauer steht auf einem starken Pfahlroste. — Im Ganzen waren bis Februar 1888 in der Mauer 15 Risse entstanden, zunächst an den schwächern Stellen der Treppen. Die meisten haben sich am obern Ende des Hafenbeckens gebildet, welcher Theil im Sommer hergestellt ist, während die untern Strecken in der kältern Jahreszeit gemauert sind. In der südlichen, in der wärmern Jahreszeit ausgeführten Ufereinfassung entstand während des Winters 1886/87 bei — 2° ein Riss von 1 mm Weite durch die ganze Höhe der Mauer, welcher sich bis zum 16. Februar 1887 bei — 7° auf 3,75 mm erweiterte, und am 29. April bei + 8° sich vollkommen schloss. Im Winter 1887/88 öffnete sich der Riss wiederum und erreichte am 1. Februar 1888 eine Weite von 3,5 mm. Ein Versacken der Mauer kann nicht die Ursache sein, denn sonst müsste der Riss nach der erst später erfolgten Hinterfüllung der Mauer sich noch bedeutend erweitert haben, was nicht geschehen ist. Es haben sich vielmehr auch nach der Hinterfüllung dieselben Erscheinungen bei eintretender Kälte, nur in etwas geringerem Maasse als vorher gezeigt. Das Verhalten der übrigen Risse ist genau so, oder sehr ähnlich. Ein Unterschied in der Höhenlage der getrennten Theile ist nicht bemerkbar, eine Bewegung der gerissenen Theile in senkrechter Richtung hat mithin nicht stattgefunden, ebensowenig haben die einzelnen Mauertheile auch nur im geringsten nach der Wasserseite hin sich übergeneigt. Auf die Standfestigkeit der Mauer sind somit die Frostrisse ohne allen Einfluss. Damit das Wasser durch die Risse nicht in den obern Kanal für Rohrleitungen, Kabel pp. ein-

Digitized by Google

dringen kann, ist an den Rissestellen ein Rahmen mit einer stopfbüchsenartigen Dichtung angebracht.“ —

Aus dieser Mittheilung ist Folgendes zu entnehmen. Da die entstandenen 15 Frostrisse nahezu sich gleich verhalten haben, so ist darnach anzunehmen, dass auch die Entfernungen, in denen sie entstanden sind, nahezu gleich sind. Darnach hält also jedes der entstandenen 16 Stücke $= \frac{2000 \text{ m}}{16} = 125$ m Länge. Auf jedes Stück von 125 m Länge kommt also ein Riss von 3,75 mm = 0,00375 m Weite, und somit auf 1 m Länge eine Rissweite von

$$\frac{0{,}00375}{125} = 0{,}00003 \text{ der Länge,}$$

und zwar bei — 7° C. Lufttemperatur.

Diese Wirkung ist wohl nur der Temperatur zuzuschreiben, da der Nässezustand während der Beobachtungszeit als ziemlich gleichbleibend anzunehmen ist.

Die vorstehende Ermittelung betrifft freistehende, mit Erde noch nicht hinterfüllte Mauern, wie in der vorstehenden Mittheilung des Hr. Franzius ausdrücklich gesagt ist, mit dem Bemerken, dass auch nach der Hinterfüllung bei Kälte die Risse sich wieder gezeigt haben, nur in etwas geringerem Maasse als vorher.

Durch die Erdhinterfüllung wird die Einwirkung der Luft-Temperatur auf die Mauer erheblich vermindert, und wenn die Vorderseite unter Wasser gesetzt wird, so wird auch dadurch die Einwirkung der Luft-Temperatur erheblich vermindert. Bei den Ausführungen aber muss auf den ungünstigsten Zustand, also auf das Freistehen, Rücksicht genommen werden.

Die Ausdehnung bezw. Zusammenziehung ist, wie vor-

stehend bereits mehrmals bemerkt worden, abhängig von dem Temperaturgrade des Mauerwerks selbst. Dieser Temperaturgrad ist nicht gleich der Lufttemperatur, da deren Uebertragung auf das Mauerwerk nicht plötzlich, sondern nur ganz allmälig stattfindet. Daraus ergiebt sich, dass die Temperatur des Mauerwerks durch die ganze Stärke hindurch nicht gleich ist. Ungefähr wird für die freistehende Bremer Hafenmauer die Temperatur derselben anzunehmen sein, wie folgt.

Denkt man sich den Querschnitt in 4 gleichbreite Abtheilungen zerlegt, so wird im Sommer 1886 die Temperatur etwa betragen haben: in jeder der beiden äussern Abtheilungen durchnittlich $+ 14^0$ C., und in jeder der beiden mittlern Abtheilungen durchschnittlich $+ 10^0$ (die Erdwärme); darnach ergiebt sich die Durchschnitts-Temperatur der ganzen Mauer zu

$$\frac{2 \cdot 14^0 + 2 \cdot 10^0}{4} = + 12^0 \text{ C.}$$

Im Winter 1886/87 bei $- 7^0$ C. Lufttemperatur wird die Temperatur der 2 äussern Mauerabtheilungen etwa $- 2^0$, und der beiden inneren Abtheilungen $+ 10^0$ betragen haben, also im Durchschnitt

$$\frac{(2 \cdot - 2^0) + (2 \cdot + 10^0)}{4} = + 4^0.$$

Demnach beträgt die Differenz zwischen der Sommer- und der Wintertemperatur $= + 8^0$ C.

Auf diese Temperatur-Differenz kommt die eingetretene Zusammenziehung von 0,00003 der Länge; darnach ergiebt die Längenänderung auf 1^0 C.

$$= \frac{0{,}00003}{8} = 0{,}0000038.$$

Digitized by Google

Da die Temperaturen im Innern der Mauern verschieden sind, so ist also auch das Bestreben der Längenänderung beim Temperaturwechsel verschieden, es machen sich gegenseitige Hemmungen geltend, und es entstehen in Folge davon mächtige Spannungen im Mauerwerke.

Ob nun die vorstehende Annahme, dass die wirklich eintretenden Längenänderungen im geraden Verhältnisse zur Durchschnitts-Temperatur stehen, oder ob ein anderes Verhalten stattfindet, das muss durch sorgfältige Untersuchungen an ausgeführten Werken klar gestellt werden.

Bei den äussersten Temperaturgraden ergiebt sich für die freistehende Bremer Hafenmauer folgendes Verhalten. Die Durchschnitts-Temperatur im heissesten Sommer (Lufttemperatur 36° C. im Schatten)

$$\frac{(2 \cdot +16^0) + (2 \cdot +10^0)}{4} = +13^0;$$

im strengen Winter (bei — 25° Lufttemperatur)

$$\frac{(2 \cdot -8^0) + (2 \cdot +10^0)}{4} = +1^0,$$

also Differenz zwischen höchster Sommer- und niedrigster Wintertemperatur = + 12° C., also dabei Längenänderung

$$12^0 \cdot 0{,}0000038 = 0{,}000046,$$

demnach auf 125 m Länge

$$125 \text{ m} \cdot 0{,}000046 = 0{,}0058 \text{ m, gerundet} = 6 \text{ mm}.$$

Für eine freistehende Mauer von halber Stärke der vorbehandelten, stellt sich die Rechnung folgendermassen:

$$\text{im hohen Sommer } \frac{2 \cdot +16^0}{2} = +16^0,$$

$$\text{im strengen Winter } \frac{2 \cdot -8^0}{2} = -8^0,$$

Digitized by Google

also Differenz 24°, demnach Längenänderung

$$24^0 \cdot 0{,}0000038 = 0{,}000091,$$

also auf 125 m Länge

$$125 \text{ m} \cdot 0{,}000091 = 0{,}011 = 11 \text{ mm}.$$

Für die Bremer Hafenmauer, die Hinterseite mit Erde hinterfüllt, die Vorderseite frei, ergiebt sich folgende Berechnung:

im hohen Sommer $\frac{(1 \cdot +16^0) + (3 \cdot +10^0)}{4} = +11{,}5^0,$

im strengen Winter $\frac{(1 \cdot -8^0) + (3 \cdot +10^0)}{4} = +5{,}5^0,$

also Differenz $= +6^0$, demnach Längenänderung

$$6^0 \cdot 0{,}0000038 = 0{,}000023,$$

also auf 125 m Länge

$$125 \text{ m} \cdot 0{,}000023 = 0{,}0029 \text{ m} = 3 \text{ mm}.$$

Für dieselbe Mauer, die Hinterseite mit Erde hinterfüllt und die Vorderseite unter Wasser gesetzt, ergiebt die Rechnung:

im hohen Sommer $\frac{(1 \cdot +12^0) + (3 \cdot +10^0)}{4} = +10{,}5^0,$

im strengen Winter $\frac{(1 \cdot +6^0) + (3 \cdot +10^0)}{4} = +9^0,$

also Differenz $= +1{,}5^0$, demnach Längenänderung

$$1{,}5^0 \cdot 0{,}0000038 = 0{,}0000057,$$

also auf 125 m Länge

$$125 \text{ m} \cdot 0{,}0000057 = 0{,}0007 \text{ m} = 0{,}7 \text{ mm}.$$

In den beiden letzten Fällen, in denen die Mauer-Temperatur vorn und hinten verschieden ist, wird hierdurch der Gleichgewichtszustand aufgehoben und ergiebt sich

Digitized by Google

dadurch die Tendenz zu einer Krümmung, im Grundrisse gesehen. Es ist fraglich, ob bei starken Mauern diese Tendenz sich geltend machen kann, Angaben darüber sind meines Wissens nicht bekannt, und müssen dieserhalb noch Beobachtungen angestellt werden.

Die Mauer-Temperaturen in den vorstehenden Berechnungen sind nach Schätzung von mir angesetzt; zur Gewinnung genauer Resultate ist es nöthig, dieselben durch Messung zu ermitteln.

Ferner ist in den vorstehenden Berechnungen der Nässezustand gleichbleibend angenommen. Ist nun aber der Nässezustand verschieden, so muss bei der Berechnung dieser Umstand mit berücksichtigt werden.

In dem mittlern Theile der Bremer Hafenmauer ist Betonschüttung zwischen Mauerwerk in Anwendung gebracht. Der Beton hat aber einen erheblich grössern Temperatur-Koefficienten als das Cement-Ziegelmauerwerk (s. Bouniceau's Angabe im § 2), es würde also bei grösserer Temperaturänderung eine erheblich verschiedene Längenänderung, und somit eine Trennung beider Theile entstehen. In Mitten einer starken Mauer ist aber der Temperaturgrad nahezu constant, nämlich Erdwärme = + 10° C., wie auch in den vorstehenden Berechnungen angenommen worden, und daraus erklärt sich, dass in dem vorliegenden Falle eine Trennung zwischen Mauerwerk und Beton nicht stattfindet.

In der vorstehenden Beschreibung des Hr. Franzius der Bremer Hafenmauer ist angeführt, dass in demjenigen Theile derselben, welcher im Sommer 1886 ausgeführt worden, im Winter 1886/87 bei — 2° C. Lufttemperatur zuerst ein Riss von 1 mm Weite entstanden sei, welcher sich am 16. Februar 1887 bei — 7° C. Lufttemperatur

bis auf 3,75 mm erweitert, und am 8. April 1887 bei + 8° C. Lufttemperatur sich vollkommen wieder geschlossen habe. Die Berechnung ergiebt Folgendes.

Das Profil der Mauer wieder, wie früher, der Stärke nach in 4 gleiche Theile getheilt gedacht, ist die Temperatur des Mauerwerks anzunehmen: in jeder der beiden äussern Abtheilungen durchschnittlich + 14° C., und in jeder der beiden mittlern Abtheilungen durchschnittlich + 10°; darnach ergiebt sich die Durchschnitts-Temperatur der Mauer zu

$$\frac{(2 \cdot + 14^0) + (2 \cdot + 10^0)}{4} = + 12^0 \text{ C.};$$

im Winter 1886/87 bei — 2°, in den beiden äussern Theilen + 2° und in den beiden mittlern Theilen + 10°, also die Durchschnitts-Temperatur

$$\frac{(2 \cdot + 2^0) + (2 \cdot + 10^0)}{4} = + 6^0;$$

die Differenz beträgt also + 6°, und unter Ansatz des vorhin ermittelten Koefficienten für 1° C. = 0,0000038 die Längenänderung

$$6^0 \cdot 0{,}0000038 = 0{,}0000228,$$

also auf 125 m Länge

$$125 \text{ m} \cdot 0{,}0000228 = 0{,}00285 \text{ m} = 2{,}85 \text{ mm}.$$

Nach der Beschreibung hat aber diese Rissweite nur 1 mm betragen. Der Unterschied ist daraus zu erklären, dass bei der Zusammenziehung die Reibung auf der Bodenfläche, sowie die Cohäsion des Mauerwerks einen grossen Widerstand geleistet und letzteres in Folge seiner Elasticität eine Ausdehnung erhalten hat. Nach erfolgter Trennung ist diese Ausdehnung sodann wieder zurückgegangen und bei der Lufttemperatur von — 7°, bei

Digitized by Google

welcher die durchschnittliche Mauertemperatur zu $+ 8^0$ vorhin ermittelt worden, die Rissweite von 3,75 mm eingetreten.

Die sodann erfolgte Ausdehnung in Folge der Wärmesteigerung, welche am 8. April 1887 $+ 8^0$ betragen, berechnet sich: in den beiden äussern Abtheilungen der Mauer $+ 11^0$ und in den beiden mittlern $+ 10^0$, also die durchschnittliche Mauertemperatur

$$\frac{(2 \cdot + 11^0) + (2 \cdot + 10^0)}{4} = 10{,}5^0,$$

also die Differenz zwischen dieser Temperatur und der von $+ 4^0$ (bei der Lufttemperatur von $- 7^0$) $= + 6{,}5^0$; demnach die Längenänderung

$$6{,}5^0 \cdot 0{,}0000038 = 0{,}0000247,$$

also auf 125 Länge

$$= 0{,}00309 \text{ m} = 3{,}01 \text{ mm}.$$

Im Vorstehenden ist der Wärme-Koefficient für Cementmörtel-Ziegelmauerwerk auf Grund des Verhaltens der Bremer Hafenmauer ermittelt zu 0,0000038 auf 1^0 C. Die darauf gestützten vorstehenden Berechnungen stimmen mit der Erfahrung recht gut überein.

Der von Bouniceau angegebene Koefficient (§ 2) für Binder (Strecker) = 0,0000089 ist also erheblich zu gross. Für Läufer hat derselbe angegeben = 0,0000046; bei starken Mauern spielen die Läufer aber nur eine sehr geringfügige Rolle, da Läufer nur an den Aussenseiten angewandt werden, während im Innern nur Strecker zu liegen kommen. Der grosse Unterschied zwischen den Bouniceauschen Koefficienten für Strecker und Läufer ist ebenfalls sehr unwahrscheinlich.

Digitized by Google

Nach den vorliegenden Erfahrungen muss es als geboten erachtet werden, lange Cementmörtel-Mauern nicht im ununterbrochenen Zusammenhange, sondern in getrennten Theilen auszuführen und zwischen diesen Theilen einen Spielraum zu lassen, von solcher Weite, dass die bei höchster Sommertemperatur stattfindende Ausdehnung ungehindert vor sich gehen kann. Bei der Abkühlung werden sich alsdann die geschaffenen Spielräume zwischen den getrennten Mauertheilen ungehindert erweitern, und somit willkürliche Rissebildungen, vielleicht sehr unregelmässig und an ungünstigen Stellen, verhindert.

Schon Bouniceau hat in seinem, vorstehend im § 2 erwähnten Aufsatze diese Maassregel empfohlen.

Es fragt sich nun: welche Länge für die getrennten Theile der Mauer zweckmässig anzunehmen ist? — Wie vorhin angegeben ist, haben bei der Bremer Hafenmauer sich die Risse in Entfernungen von etwa 125 m gebildet. Falls in der seit 1878 verflossenen Zeit in den entstandenen, etwa 125 m langen Theilen nicht neue Risse entstanden sind, würde anscheinend eine derartige grosse Länge der Abtheilungen als zulässig zu erachten sein. Es müssen vor der Entscheidung darüber aber auch die bei andern Werken hervorgetretenen Erfahrungen berücksichtigt werden. Nach meiner Ansicht ist es räthlich, die Länge der Abtheilungen nicht über 50 m anzunehmen. Die Ausdehnungen und Zusammenziehungen jeder Abtheilung erfolgen von deren Mitte aus nach links und nach rechts; es müssen daher auf die halbe Länge die, den Bewegungen entgegen wirkenden Widerstände, insbesondere die grosse Reibung an der Grundfläche, überwunden werden. Je grösser nun die Länge ist, desto grösser sind die Widerstände, und um so eher ist alsdann das Zerreissen bei der Zusammenziehung, wobei die Zugfestigkeit des Mörtels in Anspruch ge-

Digitized by Google

nommen wird, zu befürchten. Wenn das Eindringen des Wassers in die offene Fuge zwischen je zwei Abtheilungen durch Herstellung einer stopfbüchsenartigen Verschlussvorrichtung verhindert werden muss, wie bei der Bremer Hafenmauer, so führt die Rücksicht auf die Kosten zur thunlichsten Beschränkung der Stückzahl dieser Vorrichtungen, also zur Annahme einer thunlichst grossen Länge der Abtheilungen. Aber selbst in diesem Falle dürfte sich empfehlen, die Länge nicht grösser als 70 m anzunehmen. Liegt nun aber ein solcher Grund nicht vor, ist es zulässig, das Wasser in die offene Fuge eindringen zu lassen, so wird die Annahme einer geringern Länge vorzuziehen sein.

Ferner ist in Frage zu stellen: ob durch das Gefrieren des in die offene Fuge eingedrungenen Wassers Unheil erfolgen kann? Darauf ist zu bemerken, dass im Innern der starken Mauern Erdwärme, + 10° C., herrscht und somit ein Gefrieren nur an dem äussern, der Luft ausgesetzten Theile erfolgen kann, und dass das Mauerwerk vermöge seiner Elasticität so viel nachgiebt als die geringe Ausdehnung der dünnen Eisschichte erfordert, so dass also eine Zerstörung nicht zu besorgen ist.

Die Spaltweite zwischen den Mauer-Abtheilungen ist zu bemessen nach der Differenz zwischen der mittlern Mauertemperatur bei der grössten Lufttemperatur im heissesten Sommer (= 36° C. im Schatten) und der Temperatur des Mauerwerks zur Zeit der Ausführung desselben. Die mittlere Temperatur des Mauerwerks bei der grössten Sommer-Luftwärme ist vorstehend ermittelt zu

$$\frac{(2 \cdot +16^0) + (2 \cdot +10^0)}{4} = +13^0 \text{ C.}$$

Erfolgt nun die Ausführung in der Frühjahrs- oder

Herbstzeit, so ist die Mauertemperatur anzunehmen zu $+ 8^0$ darnach beträgt die Differenz $+ 5^0$, und die Längenänderung unter Ansatz des vorstehend ermittelten Koefficienten

$$5^0 \cdot 0{,}0000038 = 0{,}000019,$$

also auf die Abtheilungslänge von 50 m

$$= 50 \text{ m} \cdot 0{,}000019 = 0{,}00095 \text{ m},$$

also gerundet = 1 mm.

Erfolgt aber die Ausführung im hohen Sommer, so wird alsdann die Temperatur des Mauerwerks $+ 13^0$ betragen; alsdann ist gegen die mittlere Mauertemperatur der heissesten Sommer-Lufttemperatur gar keine Differenz vorhanden, und somit eine Spaltweite gar nicht anzunehmen.

Im strengsten Winter, bei $- 25^0$ C. Lufttemperatur, beträgt die mittlere Mauertemperatur wie vorstehend ermittelt

$$\frac{(2 \cdot - 8^0) + (2 \cdot + 10^0)}{4} = + 1^0,$$

somit die Differenz gegen die mittlere Mauertemperatur bei der grössten Sommerwärme = 12^0 C., demnach die Längenänderung

$$12^0 \cdot 0{,}0000038 = 0{,}000046,$$

also auf die Abtheilungslänge von 50 m

$$= 50 \text{ m} \cdot 0{,}000046 = 0{,}0023 \text{ m} = 2{,}3 \text{ mm}.$$

Das ist demnach die grösste Spaltweite, welche bei der grössten Winterkälte eintritt.

Verhalten des Asphalts.

§ 16. Der geschmolzene Asphalt, sog. Mastix-Asphalt, welcher zu Belägen von Fusswegen, Terrassen, flachen Dächern pp., sowie zur Herstellung von Isolirschichten verwandt wird, ist nahezu völlig wasserdicht.

Digitized by Google

Das ist für die genannten Verwendungen unverkennbar eine sehr günstige Eigenschaft. Dagegen ist er dem Temperaturwechsel in sehr hohem Grade unterworfen. Bei grösserer Wärme wird er weich, nimmt dann beim Belasten (Begehen pp.) Eindrücke an, und bei Kälte zieht er sich stark zusammen, bekommt Risse. Diese letztere böse Eigenschaft steigert sich mit der Zeit mehr und mehr, da sich durch die Einwirkung der warmen Luft der Fettgehalt des Asphalts, und damit seine Zähigkeit erheblich vermindert, so dass dann in Folge des Zusammenziehens bei Kälte das Zerreissen stattfindet. Um dieses Zerreissen auf möglichst lange Zeit zu verhindern, setzt man beim Verarbeiten des Asphalts demselben ein möglichst grosses Maass von fettigen Bestandtheilen, als Erdtheer (Goudron), Trinidad-Asphalt, Naphta pp. zu. Aber darin darf man nicht zu weit gehen, weil sonst in der warmen Sommerzeit der Asphaltbelag allzu weich wird, und dann beim Begehen und sonstigen Belastungen, z. B. durch Stuhlbeine, allzustarke Eindrücke und Erhöhungen entstehen. In der erstern Zeit ist in Folge des grössern Fettgehaltes die Zähigkeit, die Elasticität des Asphalts so gross, dass unter günstigen Umständen selbst in Mitten grösserer Flächen keine Risse entstehen, sondern nur an den Anschlusskanten offene Fugen sich bilden.

In diese offenen Fugen, sowie in die später entstehenden Risse dringt das Wasser hinein, verbreitet sich unter der Asphaltlage und bewirkt beim Gefrieren durch die Ausdehnung des Eises eine Hebung des Asphaltbelags, das sog. Auffrieren. Nach dem Aufthauen liegt dann der Asphaltbelag stellenweise hohl, was man beim Aufstossen mit einem Stocke deutlich bemerkt; nach einiger Zeit aber senkt sich die Asphaltschichte wieder in ihre frühere Lage unbeschädigt zurück.

Digitized by Google

Die Entfernung der, in der Winterzeit entstehenden Risse, sowie die Weite derselben, sind verschieden, je nach dem Kältegrade, dem Zähigkeitsgrade des Asphalts und der Beschaffenheit der Unterlage. Ist diese rauh und somit eine grössere Reibung vorhanden, so entstehen die Risse in geringern Entfernungen von 1 bis 2 Meter, ist aber die Unterlage glatt, so bilden sich die Risse in grössern Entfernungen von 4 bis 6 m. Im erstern Falle haben die Risse eine Weite von 1,5 bis 3 mm, im letztern Falle von 6 bis 10 mm. Nach Wiedereintritt warmer Temperatur vermindert sich die Weite der Risse, aber ein völliges Schliessen der stärkern Risse findet nicht statt. Meistens sind die Risse sehr unregelmässig, stark gekrümmt und oftmals gezackt.

Aus der vorstehenden Darlegung ergeben sich folgende Lehren.

Die Beläge der Fusswege und der Terrassen sind nicht in ununterbrochenem Zusammenhange, sondern in, durch Fugen getrennten Theilen, je 1,5 bis 2 m gross, herzustellen.

Die Verwendung des Asphalts zu Dachdeckungen, ist als unzulässig zu erachten.

Die, bald nach Auffindung der Limmer Asphaltgruben, in hiesiger Gegend, besonders aber bei den Neubauten nach dem grossen Brande in Hamburg in den vierziger Jahren in grosser Zahl ausgeführten Asphaltdächer haben längst wieder beseitigt werden müssen, weil die, durch das mit jedem Jahre sich steigernde Zerreissen veranlassten Uebelstände zuletzt unerträglich wurden.

Im Jahre 1878 habe ich die Asphaltdächer eines ausgedehnten Schlossbaues in Mecklenburg-Schwerin beseitigt und durch Schieferdächer ersetzt. Die Bewohner sagten aus, dass das Zerreissen der Asphaltbedachung oftmals unter einem starken Knalle, ähnlich einem Kanonenschusse,

Digitized by Google

stattfände. Nach jedem Winter hat man die entstandenen Risse durch Zuschmelzen gedichtet und die ganzen Dachflächen mit Theer überstrichen, aber durch die eingedrungenen Wassermassen sind erhebliche Beschädigungen der Zimmerdecken veranlasst, welche mit jedem Jahre sich gesteigert haben, so dass die Beseitigung der Asphaltdeckungen als unerlässlich erachtet wurde.

Digitized by Google

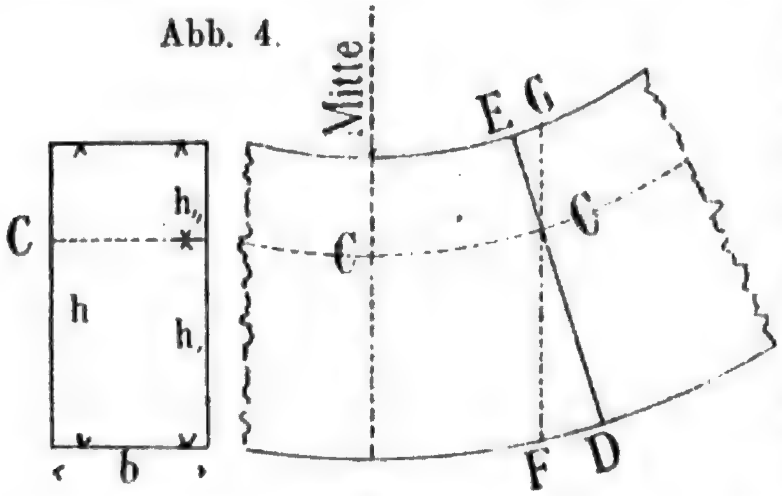
Nachtrag

zu meiner Schrift: „Die Lage der neutralen Schichte bei gebogenen Körpern, und die Druckvertheilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung."

In meiner vorbenannten, Ende März d. J. veröffentlichten Schrift sind einige Unrichtigkeiten untergelaufen, welche ich erst nach der Veröffentlichung bemerkt habe. Ich will dieselben hier berichtigen, auch einige Zusätze anschliessen.

Seite 6 ist unter Bezugnahme auf die, auch hierneben wiederholte Abbildung 4 gesagt, dass wenn die neutrale Schichte CC nach der Druckseite verschoben sei, die beiden Dreiecke CDF und CEG verschieden gross, aber ähnlich seien, und Seite 9 habe ich in dem angeführten Beispiele, in welchem der Koefficient der Druckspannung 4 mal so gross als der Koefficient der Zugspannung angenommen ist, demgemäss gesagt: $h_{,,} : h_{,} = \sqrt{4} = 1:2$, demnach $EG : FD = 1:2$; die Flächen der beiden Dreiecke verhalten sich wie $1:4$; da nun aber nach vorstehen-

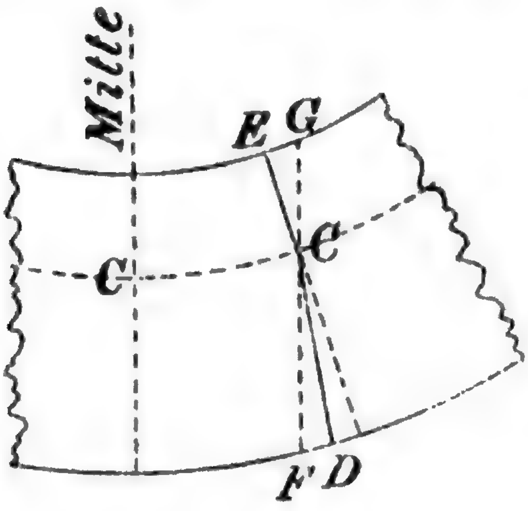
Abb. 4.



Digitized by Google

der Angabe die Druckspannung 4 mal so gross als die Zugspannung ist, so sind die Produkte aus Fläche *CEG* mal Druckspannung 4 K_z = Fläche *CDF* mal Zugspannung K_z, und somit die Momente zu beiten Seiten gleich gross."

Das ist unrichtig. Dem Fundamentalsatze gemäss müssen die Momente zu beiden Seiten gleich gross sein, die vorbezeichneten Produkte sind aber nicht die Momente, diese ergeben sich vielmehr erst durch Multiplikation mit dem betreffenden Hebelarm. Der Hebelarm des untern Dreiecks *CDF* ist nun aber um $\sqrt{n}$ mal grösser als der Hebelarm des obern Dreiecks *CEG*, und sonach würden die Momente zu beiden Seiten nicht gleich gross sein. Die Gleichheit der beiderseitigen Momente ist nur dann vorhanden, wenn die Fläche des untern Dreiecks *CDF* nur $\sqrt{n}$ mal grösser ist als die Fläche des obern Dreiecks *CEG*, und das ist der Fall, wenn die Seite *DF* des untern Dreiecks gleiche Grösse hat mit der Seite *EG* des obern Dreiecks, wie solches die nebenstehende Abbildung zeigt. Die beiden fraglichen Dreiecke sind also nicht ähnlich.



Aus dem Vorstehenden ergiebt sich, dass das äusserste Maass der Verlängerung *FD* gleich ist dem äussersten Maasse der Verkürzung *GE*. Solches hat sich auch bei den Versuchen des Herrn Föppl ergeben, und somit ist der, in meiner Schrift S. 43 hiergegen erhobene Zweifel hinfällig.

Aus dem Vorstehenden ergiebt sich ferner, dass die

Linie *ECD* keine gerade, sondern eine gebrochene Linie ist. Die Abweichung von der geraden Linie ist aber in Wirklichkeit nur eine sehr geringe.

Der vorstehend besprochene Irrthum hinsichtlich der Aehnlichkeit der beiden fraglichen Dreiecke ist in meiner Schrift ohne Einfluss auf die weitere Behandlung geblieben, da diese nicht auf die Aehnlichkeit der beiden Dreiecke gestützt ist, sondern auf den Fundamentalsatz der Gleichheit der beiderseitigen Momente.

Bei Aufstellung der Tabellen zur Ermittelung der zulässigen Belastung der Steinbalken, S. 26, und der Cementbetonbalken, S. 29, bin ich von der Feststellung der zulässigen Zugspannung ausgegangen, und habe diese zu $^1/_4$ des Koefficienten der Zugfestigkeit angenommen, — von der Ansicht ausgehend, dass zur Erlangung des als nöthig erachteten Sicherheitsgrades (also z. B. vierfacher Sicherheit), die Zugspannung nicht mehr als $^1/_4$ der Zugfestigkeit betragen dürfe.

Die Zunahme der Verhältnisszahl n habe ich sodann nach geradem Verhältnisse der Zugspannung berechnet, und darnach die entsprechende Druckspannung ermittelt.

In die erste Rubrik der vorbezeichneten Tabellen (S. 26 und 29) habe ich als Belastung $^1/_4\, P$ gesetzt. Das ist nicht richtig, es muss statt dessen gesetzt werden „Belastung bei $^1/_4\, K_z$." Denn bei Körpern, deren Zug- und Druckfestigkeit verschieden sind, steht die Belastung nicht in geradem Verhältnisse zu den Koefficienten, das ist nur der Fall bei Körpern, bei denen die Zug- und Druckfestigkeit gleich gross sind (bei Schmiedeeisen und Stahl). Wie die auf S. 27 und S. 29 vorgeführten Beispiele zeigen, ergiebt sich für Stein- und Betonbalken die zulässige Belastung

Digitized by Google

geringer als $^1/_4$ der Bruchbelastung P. — Dem entsprechend ist der Schlusssatz S. 25 zu berichtigen.

Die Belastung würde nur dann in geradem Verhältnisse zur Zugspannung, sowie auch zur Druckspannung stehen, wenn die Verhältnisszahl n von Beginn der Belastung an constant wäre, wenn also die neutrale Schichte von vornherein entsprechend der Verhältnisszahl n unveränderlich läge. Nach dem Verhalten der Gusseisenbalken und der Holzbalken ist das aber nicht der Fall.

Ob nun die Zunahme der Verhältnisszahl n in geradem Verhältnisse zur Zugspannung, oder aber in geradem Verhältnisse zur Belastung stattfindet, das muss durch Versuche ermittelt werden. Für die Praxis kann vorerst das Erstere angenommen werden.

Bei der Ermittelung der zulässigen Belastung der Gusseisen- und Holzbalken ist auszugehen von dem Verhältnisse der Zug- und Druckspannung an der Elasticitätsgrenze, also nicht von dem Verhältnisse an der Bruchgrenze, da die Proportionalität an der Elasticitätsgrenze aufhört.

Digitized by Google

f. O. 45

Die

Lage der neutralen Schichte

bei gebogenen Körpern

und die

Druckvertheilung im Mauerwerke

bei excentrischer Belastung

von

Ludwig Debo,

Geheimer Regierungsrath, Baurath und Professor a. D.

Hannover 1897.

Schmorl & von Seefeld Nachf.

(C. & G. Knothe).

Digitized by Google

Druck von Gebrüder Jänecke, Hannover.

Digitized by Google

Vorwort.

Vor einiger Zeit hatte ich Veranlassung mich mit der Druckvertheilung im Mauerwerke, insbesondere mit der Ermittelung des Kantendruckes bei excentrischer Belastung zu befassen, welche in neuerer Zeit nach der Lehre der Biegungselasticität ausgeführt wird. Bei dem erneueten Studium dieser Lehre gelangte ich zu der Ueberzeugung, dass die als allgemein gültig angenommene Lage der neutralen Achse durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche nicht zutreffend sein könne für solche Körper, deren Zug- und Druckfestigkeit verschieden gross sind, dass vielmehr dabei die neutrale Achse sich derart verschiebe, dass die Momente der Zug- und Druckspannungen gleiche Grösse haben.

Da sich in den Lehr- und Handbüchern darüber nichts findet, so beschloss ich meine Ermittelungen bearbeiten und zu weiterer Prüfung veröffentlichen zu wollen. Nachdem ich diese Bearbeitung beschafft hatte, und mit der Ausarbeitung der Druckvertheilung im Mauerwerke beschäftigt war, erschien im Mai v. J. das 24. Heft der Mittheilungen aus dem Mechanisch-Technischen Laboratorium der Kgl. Technischen Hochschule München mit dem Berichte des Herrn Föppl über die daselbst ausgeführten Versuche über die Biegungselastizität der Steinbalken. Daraus habe ich ersehen, dass bereits früher schon Navier die Verschiebung der neutralen Achse erwähnt, und dass de Saint-Vénant, der Herausgeber der 3. Auflage der Navier,

Digitized by Google

schen Vorlesungen (1864), diese Theorie näher ausgeführt hat, sowie ferner, dass von Herrn Melan (Wochenschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins, Jahrgang 1890 S. 223) die fragliche Theorie auf Betonbalken, und von Herrn Hartig (Civilingenieur, Bd. 38, 1892 S. 80) auf Steinbalken angewendet ist. Auch habe ich später noch gefunden, dass in dem Werke: „Der Portland-Cement, bearbeitet im Auftrage des Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten; Berlin, 1892" S. 94 diese Theorie auf Betonbalken angewendet ist.

Wenngleich sonach die fragliche Theorie nicht neu ist, so will ich meine Bearbeitung derselben doch veröffentlichen, um zur weiteren Prüfung der fraglichen Theorie anzuregen, und da ich darin zu einigen Ergebnissen bezw. Ansichten gelangt bin, welche in den genannten Schriften nicht enthalten sind oder davon abweichen.

Die vorerwähnten umfangreichen, hochwichtigen Versuchsresultate des Herrn Föppl haben mich veranlasst, meiner Bearbeitung nachträglich noch eine Anzahl von Bemerkungen zuzufügen.

In dem nachfolgenden zweiten Abschnitte, betreffend die Druckvertheilung im Mauerwerke, insbesondere die Ermittelung des Kantendruckes bei excentrischer Belastung, habe ich nachgewiesen, dass die in neuerer Zeit angewendete Berechnungsweise dieses Kantendruckes kein richtiges Resultat ergiebt, und daher entsprechend abgeändert werden muss. Ich erlaube mir diesen Gegenstand zur weiteren Prüfung angelegentlichst zu empfehlen, da derselbe für das Bauwesen unverkennbar von grösster Bedeutung ist.

Digitized by Google

Inhalts-Verzeichniss.

Erster Abschnitt.

Die Lage der neutralen Schichte bei gebogenen Körpern.

Seite

§ 1. Falls die Zug- und die Druckfestigkeit des gebogenen Körpers gleich gross sind, geht die neutrale Achse durch den Schwerpunkt des Querschnitts.
Wenn aber die Zug- und die Druckfestigkeit verschieden gross sind, findet bei der Biegung eine Verschiebung der neutralen Achse statt. 1
§ 2. Begründung des ersten Falles 1
§ 3. Begründung des zweiten Falles 5
§ 4. Die Lage der neutralen Achse ist nicht constant, sie verschiebt sich bei zunehmender Belastung 9
§ 5. Gusseiserne Balken 14
§ 6. Steinbalken 24
§ 7. Cement- und Betonbalken 28
§ 8. Holzbalken 31
§ 9. Nachträgliche Bemerkungen zu den vorstehenden Erörterungen 35

Zweiter Abschnitt.

Die Druckvertheilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung.

§ 10. Die in neuerer Zeit in Anwendung gebrachte Lehre der Biegungs-Elasticität auf Mauerwerk zur Ermittelung der Druckvertheilung in demselben bei excentrischer Belastung 45

Digitized by Google

Seite

§ 11. Fehlerhafte Berechnung der Vergrösserung der Kantenspannung der Widerlagsmauern in Folge des Gewölbeschubes 53

§ 12. Die im § 10 bezeichnete Berechnungsmethode des Kantendrucks der Mauern in Folge excentrischer Belastung ergiebt in vielen Fällen, und zwar bei Mauern, welche seit langen Jahren als völlig standsicher sich erwiesen haben, ein so grosses Resultat, das weit über das zulässige Mass der Belastung hinausgeht. — An mehreren Beispielen nachgewiesen 55

§ 13. Darin liegt ein Widerspruch und man ist vor die Alternativen gestellt:

entweder kann das Mauerwerk ohne Gefährdung einen erheblich grösseren Druck ertragen als den für zulässig anerkannten,

oder die Kantenspannung ist geringer, als die vorbesprochene Berechnungsmethode sie ergiebt.

Die erste Alternative ist zu verneinen und sonach die zweite Alternative als gültig zu erachten 58

§ 14. Von mehreren Seiten ist die Ansicht ausgesprochen, dass die Gesetze der Biegungs-Elasticität auf Mauerwerk nicht anwendbar seien.

In Betreff des Cement-Mauerwerks, des Betons und des alten Kalkmörtel-Mauerwerks ist diese Ansicht nicht berechtigt, in Betreff des frischen Kalkmörtel-Mauerwerkes sprechen gewichtige Gründe dafür 61

§ 15. Versuchte Anwendung des Elasticitätsgesetzes auf frisches Kalkmörtel-Mauerwerk.

Anwendung auf Cement-Mauerwerk 63

§ 16. Durch die grosse Ungleichmässigkeit der Druckvertheilung, wie sie nach der im § 10 bezeichneten Theorie sich ergiebt, würde das Mauerwerk unzweifelhaft zerstört werden. Dieser Vorgang ist bei regelrecht ausgeführten Mauerwerken nicht beobachtet.

Auch hierdurch, sowie ferner durch Beachtung des Umstandes, dass frisches Kalkmörtel-Mauerwerk kein derartig einheitlicher, elastischer Körper ist, als Eisen, Holz, Stein etc., muss man in der Ueberzeugung bestärkt

Digitized by Google

Seite

werden, dass die aus der Elasticitäts-Theorie abgeleitete Druckvertheilung darauf keine Anwendung finden kann . 68

§ 17. Somit muss eine andere Lösung der obschwebenden Frage erstrebt werden.

Druck-Uebertragung in Folge des Mauerverbandes . 72

§ 18. Die Druckwirkung durch eine in $^1/_4$ der Mauerstärke excentrisch wirkende Kraft 74

§ 19. Früher hat man dem Einflusse excentrisch wirkender Kräfte auf Mauerwerk wenig oder gar keine Beachtung erwiesen, man hat angenommen, dass durch den Steinverband eine gleichmässige Vertheilung des Druckes bewirkt werde. Diese Annahme kann aber als berechtigt nicht anerkannt werden, sie steht im Widerspruche mit dem Gesetze der Schwerkraft.

Unter Berücksichtigung dieses Gesetzes, sowie der Druckübertragung in Folge des Steinverbandes und gestützt auf die vorliegenden Erfahrungen, lassen die Kantendrücke sich annähernd berechnen nach dem umgekehrten Verhältnisse der Entfernungen des Angriffspunktes der excentrisch wirkenden Kraft von den beiden Aussenkanten 75

§ 20. Diese Ermittelung stimmt sehr gut mit den Erfahrungsergebnissen überein.

Nachweisung davon an den im § 12 angeführten Beispielen 78

§ 21. Bei den meisten der behandelten Beispiele ist die Druckvertheilung so beträchtlich ungleich, dass dadurch die Sicherheit erheblich beeinträchtigt wird.

Daraus ergiebt sich die Lehre, beim Entwerfen auf thunlichste Verminderung der Excentricität hinzuwirken. Demgemäss sind manche der bisher gebräuchlichen Konstruktionen zu verbessern, z. B. die Widerlager der Brücken, und die Umfassungsmauern der Gebäude ... 81

Digitized by Google

Erster Abschnitt.

Die Lage der neutralen Schichte bei gebogenen Körpern.

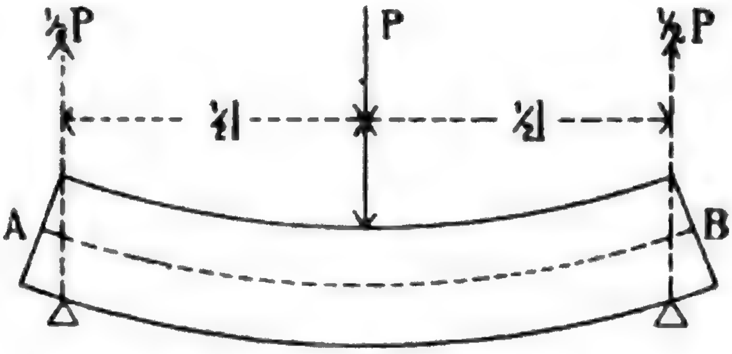
§ 1. Der bekannte Lehrsatz lautet: „Die neutrale Achse geht durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche des gebogenen Körpers".

Dieser Lehrsatz ist unter der ausdrücklichen Bedingung abgeleitet, dass die Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit des gebogenen Körpers gleich gross sind, wie solches bei Schmiedeeisen und Stahl nahezu der Fall ist.

Sind aber die Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit des Materials nicht gleich gross, so verschiebt sich die neutrale Achse bei der Biegung, entsprechend der Belastung so, dass die Momente der Zug- und Druckspannungen gleich gross sind.

Diese Behauptung soll nachfolgend begründet werden.

Abb. 1.



§ 2. Der an beiden Enden frei aufliegende Balken AB, Abb. 1, wird durch die in der Mitte

wirkende Kraft P gebogen; das Moment dieser Kraft ist, wenn die Länge zwischen den Auflagern mit l bezeichnet wird, $= P \cdot l$.

Durch dieses Kraftmoment werden die untern Schichten gezogen und in Folge davon ausgedehnt, verlängert, die obern Schichten aber zusammen gedrückt, verkürzt. Zwischen beiden liegt die neutrale Schichte AB, in welcher weder eine Verlängerung noch eine Verkürzung stattfindet.

Es werde zunächst angenommen, dass das Material des gebogenen Balkens gleich grosse Zug- und Druckfestigkeit habe, wie solches beim Schmiedeeisen und Stahl nahezu der Fall ist, — und der Querschnitt des Balkens werde als Rechteck angenommen, von der Höhe h und der Breite b, Abb. 2. Die neutrale Achse

Abb. 2.

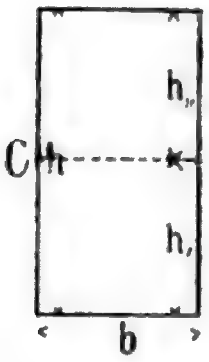
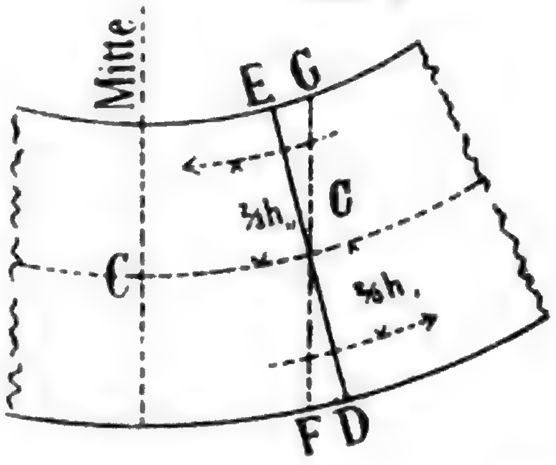


Abb. 3.



CC des Querschnitts gehe durch den Schwerpunkt, liege also in halber Höhe. Der Höhentheil unterhalb der neutralen Schichte werde mit h_I und der obere Höhentheil mit h_{II} bezeichnet. Für den zunächst angenommenen Fall ist $h_I = h_{II} = \frac{h}{2}$.

In Abb. 3 ist ein Theil der Längenansicht des Balkens, zunächst der Mitte, gezeichnet; darin stellt das

Digitized by Google

Dreieck CDF die eingetretenen Verlängerungen der untern Schichten dar, und das Dreieck CEG die eingetretenen Verkürzungen der obern Schichten. Da nach dem Elasticitätsgesetze die Spannung proportional der Längenänderung ist, so bezeichnen die vorbenannten Dreiecke also auch die stattfindenden Spannungen. In den äussersten, von der neutralen Schichte am meisten entfernten Schichten DF und EG ist die Spannung am grössten, sie nimmt von da an in jeder Schichte allmählich ab bis zur neutralen Schichte, in welcher die Spannung $= 0$ ist, und zwar in geradem Verhältnisse zu ihrer Entfernung von der neutralen Schichte.

Der Flächeninhalt der beiden Dreiecke CDF und CEG bezeichnet somit die Summe der Spannungen. Die beiden Dreiecke sind congruent.

Bezeichnet man die Spannung in der äussersten Schichte FD mit K_z, und die Spannung in der äussersten Schichte EG mit K_d, so ergiebt sich die Summe der Zugspannungen $= \frac{h_I \cdot K_z}{2}$, und die Summe der Druckspannungen $= \frac{h_{II} \cdot K_d}{2}$.

Die Summe der Zugspannungen ist vereinigt anzunehmen in dem Schwerpunkte des Dreiecks CDF. Dieser Schwerpunkt liegt in $\frac{2}{3}$ der Höhe des Dreiecks, also in der Entfernung $\frac{2}{3} h_I$ von der neutralen Schichte. An diesem Hebelarm wirkt die Summe der Zugspannungen, somit ist das Moment der Zugspannungen

$$\frac{h_I \cdot K_z}{2} \cdot \frac{2}{3} h_I = \frac{1}{3} h_I^2 \cdot K_z. \tag{1}$$

Digitized by Google

Dieses für die äusserste Vertikalschichte ermittelte Moment ist in den sämmtlichen Vertikalschichten, also durch die ganze Querschnittsbreite b hindurch, vorhanden, somit ist das Gesammt-Zugspannungs-Moment

$$= \frac{1}{3} b\, h_I^2 \cdot K_z. \tag{2}$$

In gleicher Weise ergiebt sich das Gesammt-Druckspannungs-Moment

$$= \frac{1}{3} b\, h_{II}^2 \cdot K_d. \tag{3}$$

Da vorstehend die Höhentheile h_I und h_{II} zunächst gleich, und die Coefficienten K_z und K_d ebenfalls gleich gesetzt sind, so sind beide Momente also gleich gross, und zwar ist jedes derselben:

$$= \frac{1}{3} \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 \cdot K = \frac{1}{12} b\, h^2 \cdot K. \tag{4}$$

Bezeichnet man das Moment der Zugspannung als positiv, so ist das Moment der Druckspannung negativ, und die algebraische Summe derselben $= 0$, sie halten sich also das Gleichgewicht.

Das Moment der biegenden Kraft $\frac{1}{2} P \cdot \frac{1}{2} l = \frac{1}{4} P \cdot l$ hält dem Zugspannungs-Momente und dem Druckspannungs-Momente das Gleichgewicht, somit ist

$$\frac{1}{4} P \cdot l = 2 \cdot \frac{1}{12} b\, h^2 \cdot K.$$

Darnach ergiebt sich

$$P = \frac{2}{3} \frac{b\, h^2 \cdot K.}{l} \tag{5}$$

Das ist die bekannte Formel für Balken mit rechteckigem Querschnitte, an beiden Enden frei aufliegend und in der Mitte belastet, unter der Bedingung, dass

die Coefficienten der Zug- und Druckfestigkeit K_z und K_d gleich gross sind.

Unter dieser Bedingung ergiebt sich auch für jeden anderen Querschnitt, dass die neutrale Achse durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche geht.

§ 3. Sind nun aber die Coefficienten der Zug- und Druckfestigkeit des Materials des gebogenen Körpers ungleich gross, so würde, falls die neutrale Achse im Schwerpunkte der Querschnittsfläche läge, zu beiden Seiten keine Gleichheit der Zug- und Druck-Widerstände vorhanden sein, es wäre vielmehr auf der einen Seite ein nutzloser Ueberschuss an Widerstandskraft vorhanden.

Die Gleichheit der beiderseitigen Widerstände findet nur dann statt, wenn die neutrale Schichte der Belastung entsprechend von der Schwerpunktachse nach der Seite des grössern Widerstandes sich so verschiebt, dass das Moment der Zugspannung gleich ist dem Momente der Druckspannung.

Dann ist die algebraische Summe dieser Momente wieder gleich 0, es halten alsdann die beiderseitigen Momente sich das Gleichgewicht.

Es ist gar kein Grund erfindlich, warum eine solche Verschiebung der neutralen Schichte nicht stattfinden sollte, warum dieselbe unveränderlich im Schwerpunkte verharren sollte.

Alle Biegungsversuche mit Körpern, deren Zug- und Druckfestigkeit verschieden gross sind, stimmen dahin überein, dass die Biegungsfestigkeit sich grösser ergiebt als die Berechnung nach der gewöhnlichen Formel, unter Ansetzung des kleinsten der beiden in Betracht kommenden Coefficienten. Es ist daher schon seit langer Zeit üblich gewesen, bei der Berechnung

der Biegungsfestigkeit nach der gewöhnlichen Formel besondere, aus Biegungsversuchen ermittelte Coefficienten in Ansatz zu bringen.

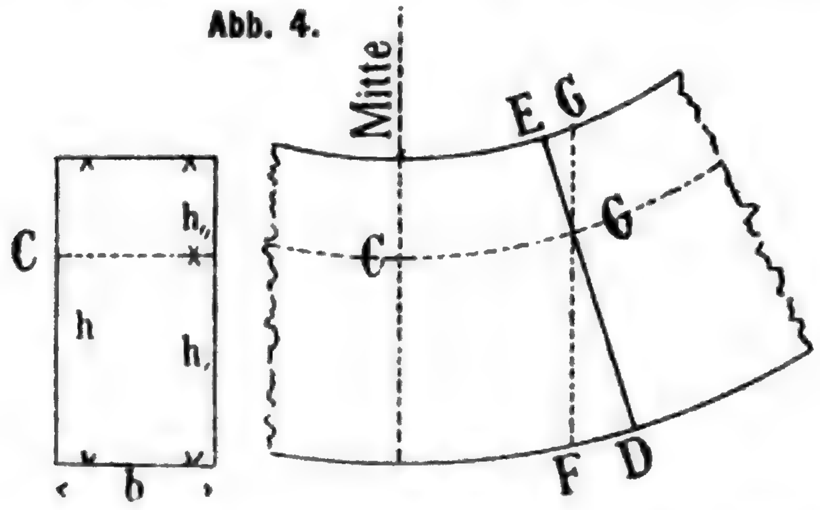
Da nun aber bei der Biegung von Körpern nur Zug- und Druckkräfte in Betracht kommen, so liegt das Bestreben nahe, darauf die Biegungsfestigkeit zurückzuführen. Bei Körpern, deren Zug- und Druckfestigkeit gleich sind, ist das durch die gewöhnliche Formel

$$P = \frac{2}{3}\, b\, h^2 \cdot K$$

geschehen. Für Körper aber, deren Zug- und Druckfestigkeiten ungleich gross sind, ist das nicht der Fall.

Nimmt man an, dass bei dem vorstehend im § 2, Abb. 1, 2 u. 3 behandelten Balken mit rechteckigem Querschnitte von der Länge l, der Breite b und der Höhe h die Druckfestigkeit grösser sei als die Zugfestigkeit, wie solches bei Gusseisen, Stein, Beton und Mauerwerk der Fall ist, so gestaltet sich die Ansichtszeichnung, wie Abb. 4 zeigt. Die neutrale Schichte CC

Abb. 4.



ist nach der Druckseite verschoben, die beiden Dreiecke CDF und CEG sind verschieden gross, aber ähnlich. Der Höhentheil h_I der Zugseite ist grösser als der Höhentheil h_{II} der Druckseite. Die äusserste Zug-

spannung FD werde wieder mit K_z, und die äusserste Druckspannung mit K_d bezeichnet. Dann ergiebt sich das Moment der Zugspannung

$$= \frac{1}{3} b\, h_I^2 \cdot K_z \tag{6}$$

und das Moment der Druckspannung

$$= \frac{1}{3} b\, h_{II}^2 \cdot K_d \tag{7}$$

Diesen beiden Momenten hält das Moment der biegenden Kraft $\frac{1}{2} P \cdot \frac{1}{2} l$ das Gleichgewicht, somit ergiebt sich die Gleichung

$$\frac{1}{4} P \cdot l = \left(\frac{1}{3} b\, h_I^2 \cdot K_z\right) + \left(\frac{1}{3} b\, h_{II}^2 \cdot K_d\right)$$

also

$$P \cdot l = 4 \cdot \left(\frac{1}{3} b\, h_I^2 \cdot \mathrm{K}_z\right) + 4 \cdot \left(\frac{1}{3} b\, h_{II}^2 \cdot K_d\right) \tag{8}$$

Das Zugmoment und das Druckmoment sind gleich gross, also ist

$$\frac{1}{3} b\, h_I^2 K_z = \frac{1}{3} b\, h_{II}^2 \cdot K_d,$$

daraus folgt

$$h_I^2 \cdot K_z = h_{II}^2 \cdot K_d, \tag{9}$$

also verhält sich

$$h_I^2 : h_{II}^2 = K_d : K_z, \tag{10}$$

in Worten ausgedrückt:

Die Quadrate der Höhentheile h_I und h_{II} verhalten sich umgekehrt wie die Zug- und Druckspannungen K_z und K_d.

Oder nach der Wurzelausziehung

$$h_I : h_{II} = \sqrt{K_d} : \sqrt{K_z}, \tag{11}$$

das ist in Worten ausgedrückt:

Die Höhentheile h_I und h_{II} verhalten sich umgekehrt wie die Quadratwurzeln der Spannungswerthe K_z und K_d.

Da das Zugmoment und das Druckmoment einander gleich sind, so folgt aus der vorstehenden Gleichung 8

$$P \cdot l = \frac{8}{3} b\, h_I^2 \cdot K_z \qquad (12)$$

so wie auch

$$P \cdot l = \frac{8}{3} b\, h_{II}^2 \cdot K_d \qquad (13)$$

für den an beiden Enden frei aufliegenden, in der Mitte belasteten Balken.

Der Werth von h_I ergiebt sich wie folgt:

$$h_I = h - h_{II}$$

$$h_I = h - \frac{1}{1 + \sqrt{n}} \cdot h$$

$$h_I = \left(1 - \frac{1}{1 + \sqrt{n}}\right) \cdot h \qquad (13)$$

oder auch:

$$h_I = \left(\frac{1 + \sqrt{n} - 1}{1 + \sqrt{n}}\right) \cdot h$$

$$h_I = \frac{\sqrt{n}}{1 + \sqrt{n}} \cdot h \,^{*)} \qquad (14)$$

Sind die Zug- und Druckfestigkeit gleich gross, ist also das Verhältniss von $K_z : K_d = 1 : 1$, die Verhältnisszahl $n = 1$, so ergiebt die vorstehende Formel

$$h_I = \frac{1}{2} h$$

*) Das ist die von Herrn Melan mitgetheilte Formel in der Wochenschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins Nr. 24 vom 13. Juni 1890.

d. h. die neutrale Achse liegt in halber Höhe, sie geht also durch den Schwerpunkt des rechteckigen Querschnitts, wie vorstehend im § 2 abgehandelt ist.

Die vorstehend S. 6 in Abb. 4 gezeichneten beiden Dreiecke bezeichnen wiederum die Summe der Spannungen, wie solches vorhin Seite 2 in Betreff der Abb. 3 erwähnt ist, und zwar bezeichnet das Dreieck CEG der Druckseite die Summe der Druckspannungen, und das Dreieck CDF die Summe der Zugspannungen. Die beiden Dreiecke sind verschieden gross, aber ähnlich. Beispielsweise angenommen, die Druckfestigkeit sei 4 mal so gross als die Zugfestigkeit, so ist $n = 4$, so ist also das Verhältniss von $h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{4} = 1 : 2$, die Seiten der Dreiecke verhalten sich also wie $1 : 2$, demnach $EG : FD = 1 : 2$. Die Flächen der beiden Dreiecke verhalten sich wie $1 : 4$. Da nun aber nach vorstehender Annahme die Druckfestigkeit 4 mal so gross ist als die Zugfestigkeit, so sind die Producte aus Fläche CEG mal Druckfestigkeit $4\,K_z$ = Fläche CDF mal Zugfestigkeit K_z, und somit die Momente zu beiden Seiten gleich gross.

§ 4. Die Lage der neutralen Achse ist dem Vorstehenden nach abhängig von dem Verhältnisse zwischen der Zug- und der Druckspannung des betreffenden Materials.

Dieses Verhältniss ist nun aber von Beginn der Belastung bis zur Maximalbelastung an der Bruchgrenze nicht constant. Bei Beginn der Belastung ist das Verhältniss wie $1 : 1$, die neutrale Achse geht dann also durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche, an der Bruchgrenze ist das Verhältniss am grössten, die Verhältnisszahl n hat an dieser Grenze

den höchsten Werth; zwischen diesen beiden Grenzen tritt mit der Belastung eine Steigerung der Verhältnisszahl *n* ein. Daraus folgt, dass die Lage der neutralen Schichte ebenfalls nicht constant ist, dass diese vielmehr bei Beginn der Belastung in der Schwerpunktachse liegt, und mit zunehmender Belastung sich verschiebt, so dass an der Bruchgrenze das grösste Maass der Verschiebung stattfindet.

Zum Nachweise der Richtigkeit dieser Behauptung will ich zunächst das Verhalten eines gusseisernen Balkens mit rechteckigem Querschnitte, an beiden Enden frei aufliegend und in der Mitte belastet, darlegen, unter Bezugnahme auf vorstehende Zeichnung Abb. 4.

Für Gusseisen ist von Herrn Landsberg, Handbuch der Architektur, die Statik, Seite 53, angegeben:

	kg auf 1 qcm
Festigkeits-Coefficient (an der Bruchgrenze) für Zug 1250 bis 1450, setze	1350
Desgleichen für Druck 7500 bis 8000, setze	7800
Beanspruchung an der Elasticitätsgrenze für Zug	660
Desgl. für Druck	1800
Zulässige Beanspruchung für Zug	250
Desgl. für Druck	500

Darnach ist also zwischen Zug und Druck das Verhältniss vorhanden:

bei der zulässigen Belastung	1 : 2
an der Elasticitätsgrenze	1 : 2,7
an der Bruchgrenze	1 : 5,8
bei der Belastung Null ist das Verhältniss, wie vorstehend sich ergeben hat	1 : 1

Die letzten Ziffern dieser Verhältnisssätze, 1, 2, 2,7, 5,8 sind die vorhin mit *n* bezeichnete Verhältniss-

Digitized by Google

zahl. Dieselbe ist also nicht constant, sondern sie wird mit steigender Belastung grösser. Das Maass der davon abhängigen Verschiebung der neutralen Schichte ergiebt sich wie folgt.

Die Entfernung der neutralen Schichte von der äussersten Schichte der Zugseite, also das vorhin mit h_I bezeichnete Maass berechnet sich nach der vorstehenden Gleichung

$$h_I = \left(1 - \frac{1}{1 + \sqrt{n}}\right) h$$

für die zulässige Belastung ($n = 2$), h_I .. $= 0{,}58\,h$
für die Elasticitätsgrenze ($n = 2{,}7$), h_I... $= 0{,}62\,h$
für die Bruchgrenze ($n = 5{,}8$), h_I .... $= 0{,}70\,h$

Die Zunahme der Verhältnisszahl der Druckspannung zur Zugspannung ist nach Ausweis der vorstehenden Gleichung 12

$$P = \frac{8}{3} \cdot \frac{b\, h_I^2}{l} \cdot K_z$$

allein abhängig von dem Produkte $h_I^2 \cdot K_z$, da die übrigen Factoren dieser Gleichung constant sind. Dieses Produkt ergiebt sich für die vorstehenden Fälle:

für die zulässige Belastung $0{,}58^2 \cdot 250$ kg. $= 83\,h^2$
für die Elasticitätsgrenze $0{,}62^2 \cdot 660$ kg.. $= 251\,h^2$
für die Bruchgrenze $0{,}70^2 \cdot 1350$ kg ..... $= 662\,h^2$

Die Zunahme der Verhältnisszahl der Druckspannung über das anfängliche Maass 1 hinaus steht im geraden Verhältniss zur Belastung P, sie ergiebt sich

für die zulässige Belastung $\frac{83}{662} \cdot 4{,}8$ .... $= 0{,}6$

für die Elasticitätsgrenze $\frac{251}{662} \cdot 4{,}8$ .... $= 1{,}8$

für die Bruchgrenze...................... $= 4{,}8$

Somit ergiebt sich nun das Verhältniss der Zugspannung 1 zur Druckspannung:

für den Anfang der Belastung........... = 1 : 1
für die zulässige Belastung 1 : (1 + 0,6) .. = 1 : 1,6
für die Elasticitätsgrenze 1 : (1 + 1,8)..... = 1 : 2,8
für die Bruchgrenze 1 : (1 + 4,8) .... = 1 : 5,8

Die Berechnung der Druckspannung nach den vorstehend gefundenen Verhältnisszahlen und den vorhin S. 10 angegebenen Coefficienten der Zugspannung ergiebt:

für die zulässige Belastung Druck 250 · 1,6 = 400 kg
für die Elasticitätsgrenze Druck 660 · 2,8 = 1848 kg
für die Bruchgrenze Druck 1350 · 5,8 ... = 7800 kg.

Die von Herrn Landsberg mitgetheilten, vorstehend S. 10 angegebenen Druckspannungen betragen:

500, 1800 und 7800 kg/qcm.

Der erste dieser Sätze, 500 kg, weicht von dem vorstehend zu 400 kg berechneten erheblich ab, wogegen der zweite Satz, 1800 kg, mit dem zu 1848 kg berechneten ziemlich gut übereinstimmt. Nun ist zu berücksichtigen, dass die Angabe von Landsberg, 500 kg, nur bezeichnet die *zulässige* Beanspruchung des Gusseisens auf Druck, nicht aber den bei der Biegung stattfindenden Druck gegenüber dem Zuge von 250 kg/qcm. Immerhin ist noch eine weitere Prüfung auf die Richtigkeit des vorstehend behandelten Gesetzes vorzubehalten.

Für *Kiefernholz* ist in der vorhin angezogenen Quelle, Handbuch der Architektur, Seite 53 von Herrn Landsberg angegeben:

	kg/qcm Zug	Druck
zulässige Belastung	80	60
an der Elasticitätsgrenze	290	220
an der Bruchgrenze	820	410

Darnach ist also zwischen Druck und Zug das Verhältniss

für zulässige Belastung	1 : 1,33
an der Elasticitätsgrenze	1 : 1,32
an der Bruchgrenze	1 : 2

Also auch in diesem Falle ist das Verhältniss zwischen Druck und Zug nicht constant, sondern es wächst die Verhältnisszahl n vom Anfange der Belastung bis zur Bruchgrenze von 1 auf 2.

Das Maass h_{II}, die Entfernung der neutralen Schichte von der äussersten Kante der Druckseite berechnet sich nach der Gleichung

$$h_{II} = \left(1 - \frac{1}{1 + \sqrt{n}}\right) \cdot h$$

für die zulässige Belastung ($n = 1{,}33$)	$= 0{,}53\,h$
für die Elasticitätsgrenze ($n = 1{,}32$)	$= 0{,}53\,h$
für die Bruchgrenze	$= 0{,}60\,h$

Der mittlere Satz $0{,}53\,h$ zeigt keine, dem vorhin behandelten Gesetze entsprechende Steigerung. Darnach ist anzunehmen, dass die vorstehende Angabe von 220 kg Druck und 290 kg Zug an der Elasticitätsgrenze nicht zutreffend ist. Bei Annahme des Druckes von 220 kg / qcm muss der entsprechende Zug auf 320 kg erhöht werden, damit die gesetzmässige Steigerung stattfinde. Dann stellt sich das Verhältniss von Druck zu Zug wie 1 : 1,45, und $h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{1{,}45} = 1 : 1{,}2$, und dann ergiebt sich $h_{II} = 0{,}55\,h$.

Digitized by Google

Nach dieser Berichtigung ergiebt sich das Product $h_{II}^2 \cdot K_d$

für die zulässige Belastung .... $16{,}80\, h^2$

für die Elasticitätsgrenze .... $66{,}0\ h^2$

für die Bruchgrenze.................... $147{,}6\ h^2$

und darnach die Steigerung der Verhältnisszahl der Zugspannung über das anfängliche Maass 1 hinaus:

für die zulässige Belastung $\frac{16{,}8}{147{,}6} \cdot 1$ .... $= 0{,}11$

für die Elasticitätsgrenze $\frac{66{,}0}{147{,}6} \cdot 1$ .... $= 0{,}45$

für die Bruchgrenze .... $= 1{,}0$

somit das Verhältniss der Druckspannung 1 zur Zugspannung:

für den Anfang der Belastung.... ..... $= 1 : 1$

für die zulässige Belastung $1 : (1 + 0{,}11) = 1 : 1{,}11$

für die Elasticitätsgrenze $1 : (1 + 0{,}45)$ .. $= 1 : 1{,}45$

für die Bruchgrenze $1 : (1 + 1)$ .... $= 1 : 2$

Nach diesen Verhältnisszahlen berechnet sich die Zugspannung gegenüber den vorhin angegebenen Coefficienten der Druckspannung:

für die zulässige Beanspruchung $60 \cdot 1{,}11 =$ 67 kg

für die Elasticitätsgrenze $220 \cdot 1{,}45$....... $= 320$ kg

für die Bruchgrenze $410 \cdot 2$.............. $= 820$ kg

Der erstere Satz ist auch hier wieder etwas zu klein, und daher dasselbe zu bemerken wie vorhin beim Gusseisen.

§ 5. Gusseiserne Balken.

In früherer Zeit bis zu den sechziger Jahren, ehe man grössere gewalzte Eisenbalken hatte, wurden

Digitized by Google

Abb. 5.

gusseiserne Balken, nach nebenstehendem Profile Abb. 5, bestehend aus Mittelrippe, Unter- und Oberrippe, in ausgedehntem Maasse angewandt, zu Deckenkonstruktionen, Brücken, u. s. w.

Hodgkinson hat in den vierziger Jahren Versuche mit gusseisernen Balken, an beiden Enden frei aufliegend und in der Mitte belastet, angestellt zur Ermittelung des besten Verhältnisses zwischen der Ober- und Unterrippe. Dabei hat er gefunden, dass der Bruch der Oberrippe und der Unterrippe zugleich erfolgte bei dem Verhältnisse von 1 : 6, also entsprechend dem Verhältnisse der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit des Gusseisens, und darnach stellte er die Regel auf, die Oberrippe müsse sich zur Unterrippe verhalten wie 1 : 6.

Gegen dieses Verhältniss haben die Ingenieure Stephenson und Brunnel entschieden Widerspruch erhoben, mit der Begründung, dass bei jenem sehr erheblichen Unterschiede der Ober- und Unterrippe ein fehlerfreier Guss nicht möglich sei. In dieser Rücksicht dürfe nach ihrer Ansicht das Verhältniss der beiden Rippen nur angenommen werden wie 3 : 5.

Bei dem hier ausgeführten Gusse von Balken, deren Oberrippe sich zur Unterrippe verhielt wie 1 : 3, erwies sich der von Stephenson und Brunnel angeführte Umstand als völlig berechtigt. Um der ungleichmässigen Zusammenziehung bei der Abkühlung entgegen zu wirken, befreit der Giesser zunächst die starke Unterrippe vom Formsande, während die Oberrippe noch bedeckt gehalten wird, trotzdem aber tritt bei dieser eine raschere Abkühlung, und in Folge davon eine grössere Zusammenziehung ein, als bei der starken

Unterrippe. In Folge davon entsteht eine convexe Krümmung nach Abb. 6. Die übermächtige Unterrippe

Abb. 6.

wirkt der Zusammenziehung der Oberrippe entgegen, so dass diese sich nicht so weit zusammenziehen kann, als es ohne jenes Hinderniss geschehen würde; die Moleküle können sich daher nicht völlig dicht aneinander lagern, sie bleiben auseinandergezerrt. Bei der später eintretenden Zusammenziehung der Unterrippe erfolgt nun eine entgegengesetzte Krümmung nach Abb. 7, aber die vollständige Zusammen-

Abb. 7.

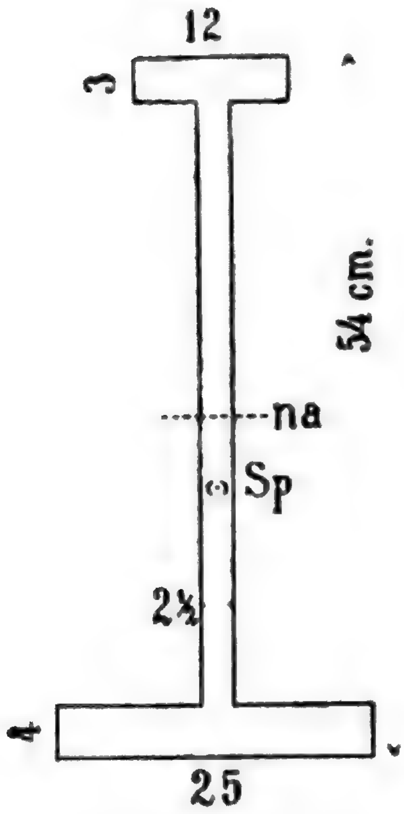
ziehung kann auch nicht erfolgen, da solche durch die verzerrte Oberrippe verhindert wird. Es entstehen also durch die angeführten Vorgänge in dem Balken höchst ungünstige Spannungen, wodurch die Tragfähigkeit erheblich beeinträchtigt wird.

Dieser Uebelstand stellt sich um so grösser heraus, je mehr Ober- und Unterrippe in der Stärke verschieden sind, und somit ist das von Hodgkinson empfohlene Verhältniss von 1 : 6 entschieden verwerflich. Es ist sodann auch erkannt, dass dieses an der Bruchgrenze vorhandene Verhältniss für die Baupraxis nicht als massgebend erachtet werden kann. In der Baupraxis darf die Inanspruchnahme nur bis zur zulässigen Beanspruchung stattfinden, und an dieser Grenze

Digitized by Google

besteht, wie vorstehend bereits angeführt ist, zwischen der Zug- und der Druckfestigkeit das Verhältniss 1 : 2 bezw. 1 : 1,6.

Abb. 8.



Bei dem zu Anfang der fünfziger Jahre von mir ausgeführten Bau der Hannoverschen Baumwoll-Spinnerei und Weberei in Linden bei Hannover sind die Decken des Spinnereigebäudes aus gusseisernen Balken mit zwischengespannten Ziegelgewölben von 3 m Spannweite hergestellt. Die Balken haben eine Länge von 7,5 m, und in der Mitte das vorstehend, Abb. 5, dargestellte Profil, welches in einfachen, der Berechnung zu Grunde zu legenden Linien nebenstehend, Abb. 8, mit beigeschriebenen Maassen in cm angegeben ist. Der Querschnitt ist = 253,5 qcm. Der Schwerpunkt S desselben liegt 21 cm über der untern Kante der Unterrippe (Zugrippe).

Die zulässige Beanspruchung angenommen nach Landsberg S. 53

Zug $K_z = 250$ kg/qcm

Druck $K_d = 500$ kg/qcm.

Die neutrale Schichte zunächst durch den Schwerpunkt S gehend angenommen, ergiebt sich nach der S. 7 angegebenen Gleichung 8

$$P \cdot l = \left(\frac{4}{3}\, b_I h_I^2 \cdot K_z\right) + \left(\frac{4}{3}\, b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d\right)$$

worin $h_I = 21$ cm und $h_{II} = 33$ cm sein würden, die Werthe

Digitized by Google

$$\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z = 1919 \text{ t und}$$

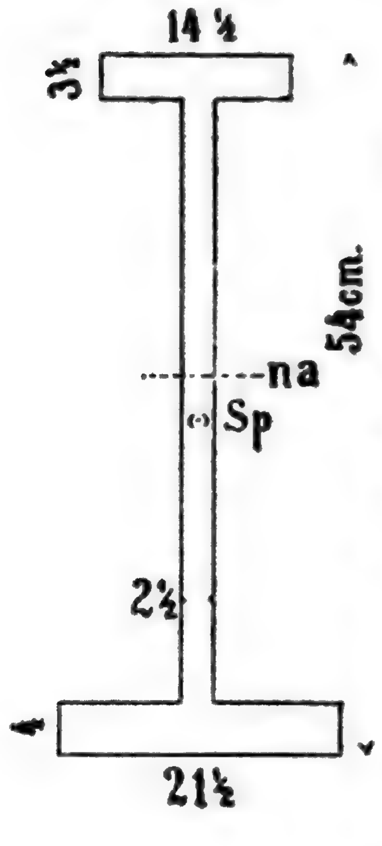
$$\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d = 3524 \text{ t.}$$

In dem obern Drucktheile ist also ein erheblich grösserer Widerstand vorhanden als in dem untern Zugtheile, davon ist aber nur ein dem untern Zugtheile gleicher Theil in Ansatz zu bringen, somit ist der Gesammtwerth

$$P \cdot l = 2 \cdot 1919 \text{ t} = 3838 \text{ t.}$$

Wird nun aber die Lage der neutralen Achse so angenommen, dass die Momente der Zug- und Druckspannungen gleich sind, so kommt dieselbe von der Unterkante der Zugrippe 27 cm entfernt zu liegen, es ist alsdann $h_I = 27$ cm und $h_{II} = 27$ cm, und die Berechnung ergiebt alsdann

Abb. 9.



$$\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z = 2650 \text{ t und}$$

$$\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d = 2650 \text{ t}$$

zusammen also

$$P \cdot l = 5300 \text{ t.}$$

Zur Vergleichung mit dem vorstehend behandelten Balken der Hannoverschen Baumwoll-Spinnerei habe ich das nebenstehende Profil, Abb. 9 gezeichnet und berechnet, wobei die Höhe dem ersten gleich, und der Querschnitt nahezu gleich ist, die Oberrippe und Unterrippe aber dem Vorschlage von Stephenson und Brunnel gemäss im Verhältnisse von 3 : 5 stehen.

Der Flächeninhalt beträgt = 253 qcm. Der Schwerpunkt liegt von der Unterkante der Unterrippe 25,7 cm entfernt. Die Lage der neutralen Achse entsprechend der Bedingung, dass die Momente der Zug- und Druckspannungen gleich sind, ergiebt sich in der Entfernung von der Unterkante der Unterrippe zu 30 cm, so dass also $h_I = 30$ cm und $h_{II} = 24$ cm ist. Darnach ergiebt die Berechnung

$$\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z = 2710 \text{ t und}$$

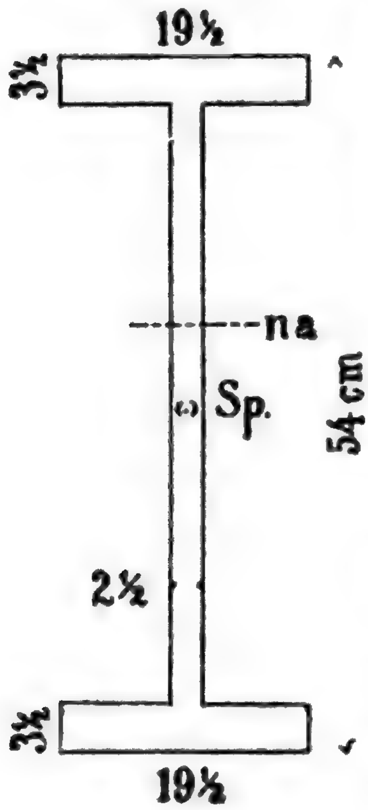
$$\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d = 2710 \text{ t}$$

zusammen also

$$P \cdot l = 5420 \text{ t}$$

also 120 t mehr als das vorige Profil.

Abb. 10.



Ferner habe ich zur Vergleichung das nebenstehende Profil Abb. 10 herangezogen. Dasselbe hat die gleiche Höhe und nahezu dieselbe Querschnittsfläche; Ober- und Unterrippe sind dabei aber gleich angenommen. Die Querschnittsfläche = 254 qcm, der Schwerpunkt derselben liegt in halber Höhe, also 27 cm von der Unterkante entfernt. Die neutrale Achse liegt, bei Gleichheit der Zug- und Druckspannungen, von der Unterkante der Unterrippe = 33,7 cm entfernt, so dass also $h_I = 33,7$ cm und $h_{II} = 20,3$ cm ist.

Darnach berechnet sich

$$\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z = 2714 \text{ t und}$$

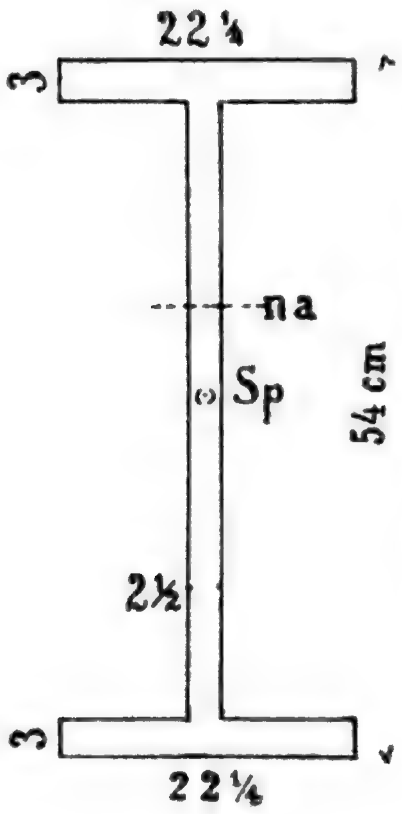
$$\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d = 2714 \text{ t}$$

zusammen also

$$P \cdot l = 5428 \text{ t}$$

also nahezu derselbe Betrag wie für das letzte der vorhin behandelten Profile.

Abb. 11.



Noch etwas günstiger stellt sich das nebenstehende Profil, Abb. 11, bei dem ebenfalls Ober- und Unterrippe gleich sind. Dasselbe hat 253,5 qcm Querschnittsfläche. Der Schwerpunkt liegt in halber Höhe, die neutrale Achse aber ist, unter der Bedingung der Gleichheit der Zug- und Druckmomente, von der Unterkante der Unterrippe = 33,7 cm entfernt, so dass also $h_I = 33{,}7$ cm und $h_{II} = 20{,}3$ cm ist.

Es berechnet sich

$$\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z = 2770 \text{ t und}$$

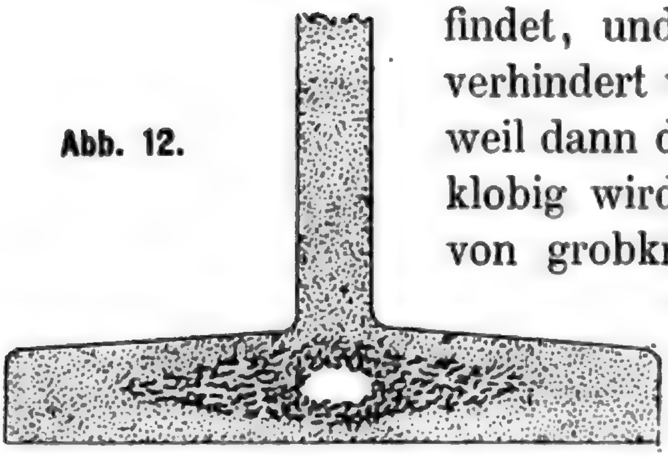
$$\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d = 2770 \text{ t}$$

zusammen also

$$P \cdot l = 5540 \text{ t}$$

Für den Guss ist das Profil mit gleich starker Unter- und Oberrippe am günstigsten. Einestheils weil dabei eine gleichmässige Abkühlung statt-

Abb. 12.



findet, und somit das Verziehen verhindert wird, und anderntheils weil dann die Unterrippe weniger klobig wird, somit das Entstehen von grobkrystallinischem Gefüge und von hohlen Blasen im Innern verhindert wird, wie solches bei zwei Balken der Hannoverschen Spinnerei, welche bei den Versuchen absichtlich zerbrochen wurden, nach nebenstehender Abb. 12 sich gezeigt hat.

Für die Herstellung des Profils gusseiserner Balken findet sich als Regel aufgestellt: dasselbe so anzuordnen, dass der Schwerpunkt in $\frac{1}{3}$ der Höhe von der Unterkante der Zugrippe liege. Diese Vorschrift führt aber auf ganz unzweckmässige Profile, ist daher entschieden verwerflich.

Die Ergebnisse der beiden letzten Rechnungen in Betreff gusseiserner Balken mit gleich starker Ober- und Unterrippe sind in der That im hohen Grade überraschend. Von jeher ist es gebräuchlich bei gusseisernen Balken die Unterrippe stärker als die Oberrippe herzustellen, in der Meinung, dass solches durch die verschiedene Grösse der Zug- und Druck-Coefficienten geboten sei. Es ist daher das Verlangen gerechtfertigt, durch praktische Versuche den Nachweis über die Richtigkeit oder Unrichtigkeit des vorstehenden Ergebnisses zu führen.

Abb. 13.

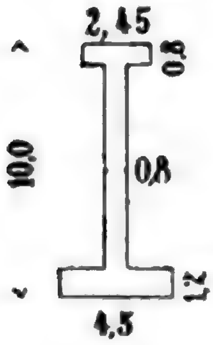
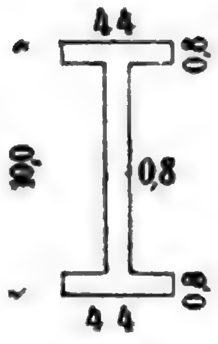


Abb. 14.



Ich habe zu dem Zwecke zwei gusseiserne Versuchsbalken nach nebenstehenden Profilen Abb. 13 und Abb. 14, je 200 cm Tragweite giessen lassen, und solche in der Mitte belastet.

Die beiden Profile haben die beigesetzten Maasse in cm und den gleichen Querschnitt von 13,76 qcm.

Das Ergebniss der Belastungsversuche ist folgendes:

Gusseiserner Balken, Abb. 13

mit schwacher Oberrippe und starker Unterrippe, im Verhältnisse von 2,25 : 7,05.

Belastung *P* in der Mitte.
Durchbiegung in der Mitte *a*.
Eigenlast auf 200 cm

Länge = 22 kg, davon in der Mitte wirkend
zu rechnen .... 11,0 kg
Hebel mit Waageschale .... 46,0 kg

Zusammen... 57,0 kg

Dadurch Durchbiegung *a* .... = 0,4 mm

Bei Belastung von
365 kg, Durchbiegung .... = 2,9 mm
673 kg, Durchbiegung .... = 5,6 mm
708 kg, Durchbiegung .... = 5,8 mm
735 kg, Durchbiegung .... = 6,1 mm

Nach der Entlastung bis auf
365 kg, Durchbiegung ...... = 3,5 mm
bis auf 57 kg Durchbiegung . = 0,85 mm

Die zulässige Beanspruchung (K_z = 250 kg u.
K_d = 500 kg/qcm) beträgt .... 242 kg

Digitized by Google

an der Elasticitätsgrenze (K_z = 660 kg und
K_d = 1800 kg/qcm) .... 700 kg

Gusseiserner Balken, Abb. 14.

Oberrippe und Unterrippe von gleicher Stärke.
Eigenlast auf 200 cm Länge = 22,7 kg, davon in
der Mitte wirkend zu rechnen .... 11,4 kg
Hebel mit Waageschale .... 46,0 kg
zusammen... 57,4 kg
Dadurch Durchbiegung a.................. 0,4 mm
Bei Belastung von
327 kg, Durchbiegung .... 2,1 mm
694 kg, Durchbiegung .... 4,4 mm
726 kg, Durchbiegung .... 4,7 mm
Nach der Entlastung bis auf
327 kg, Durchbiegung .... 2,2 mm
und bis auf 57,4 kg Durchbiegung 0,7 mm
Die zulässige Belastung (K_z = 250 kg/qcm und
K_d = 500 kg/qcm) beträgt .... 257 kg
an der Elasticitätsgrenze (K_z = 660 kg und
K_d = 1800 kg/qcm) .... 750 kg

Die Durchbiegungen des letzteren Balkens Abb. 14 haben sich also geringer ergeben, als die Durchbiegungen des ersteren Balkens Abb. 13, und daraus folgt, dass die Tragfähigkeit des Balkens Abb. 14 günstiger ist als die Tragfähigkeit des Balkens Abb. 13. Dieses Resultat bestätigt demnach die vorstehenden Rechnungs-Ergebnisse, und giebt die Berechtigung, bei der Herstelsung gusseiserner Balken von dem althergebrachten Profile mit ungleicher Unter- und Oberrippe abzugehen und beide Rippen gleich stark aus-

zuführen. Man gewinnt dadurch nicht nur an Tragfähigkeit, sondern entgeht den vorerwähnten grossen Uebelständen, die sich beim Gusse von Balken mit ungleichen Rippen unvermeidlich herausstellen.

§ 6. Steinbalken.

Für natürliche Steine ist nach Bauschinger annähernd anzunehmen:

die Zugfestigkeit $= \frac{1}{26}$ der Druckfestigkeit;

die Biegungsfestigkeit $= \frac{1}{6}$ der Druckfestigkeit.

Diese Angaben sind ermittelt aus Bruchversuchen, sie gelten also für die Bruchgrenze.

Für Bauausführungen ist als zulässige Beanspruchung anzunehmen:

auf Druck $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{20}$ der Druckfestigkeit

und auf Biegung $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der Biegungsfestigkeit.

Nach dem von Bauschinger bei natürlichen Steinen ermittelten Verhältnisse der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit von 1:26 ist also bei Steinen ein noch viel grösserer Unterschied vorhanden als beim Gusseisen.

Zu Anfang der Belastung ist das Verhältniss von Zug- und Druckspannung wie 1:1.

Für die Zwischenstufen, zulässige Belastung und Elasticitätsgrenze, sind die Zug- und Druckspannung meines Wissens noch nicht durch Versuche ermittelt, wie es beim Gusseisen und Holz der Fall ist.

Es ist aber höchst wahrscheinlich, dass auch bei den Steinen ein gleiches Verhalten stattfindet wie beim Gusseisen, nämlich dass das Verhältniss von Zug- zur

Druckfestigkeit je nach der Belastung sich verändert und dass die Steigerung der Verhältnisszahl n in geradem Verhältnisse zur Belastung stattfindet, wie solches vorstehend im § 4 für Gusseisen und Holz ermittelt ist.

Unter dieser Voraussetzung findet dann also auch hier eine entsprechende Verschiebung der neutralen Schichte statt. Diese liegt bei der Belastung Null im Schwerpunkte der Querschnittsfläche und erlangt die äusserste Verschiebung an der Bruchgrenze.

Betrachten wir beispielsweise einen Sandsteinbalken mit rechteckigem Querschnitte, von 30 cm Breite, 60 cm Höhe, 200 cm freier Länge, an beiden Enden frei aufliegend und in der Mitte belastet.

Die Druckfestigkeit betrage = 600 kg/qcm, und die Zugfestigkeit 23 kg/qcm, so dass also das Verhältniss der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit ist wie 1:26.

Bei diesem Verhältnisse an der Bruchgrenze ergiebt sich der Höhentheil der untern Zugseite $h_I = 50$ cm, und der Höhentheil der oberen Druckseite $h_{II} = 10$ cm.

Somit nach Gleichung 12 (S. 8):

$$P = \frac{8}{3} \frac{b \cdot h_I^2}{l} \cdot K_z$$

$$P = \frac{8 \cdot 30 \cdot 50^2 \cdot 23 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 23000 \text{ kg}.$$

Unter der Annahme, dass die Zugspannung im geraden Verhältnisse zur Belastung steht, und dass die Steigerung der Verhältnisszahl n gleichfalls in geradem Verhältnisse zur Belastung stattfinde, was beides durch Versuche noch zu prüfen ist, ergiebt sich folgende Tabelle:

Belastung	Auf 1 qcm Zug K_z	Druck K_d	Verhältniss von K_z : K_d	n
$\frac{1}{4}P$	6	45	1 :	1 + 6,5 = 7,5
$\frac{1}{3}P$	8	72	1 :	1 + 8 = 9
$\frac{1}{2}P$	12	168	1 :	1 + 13 = 14
$\frac{3}{4}P$	17	340	1 :	1 + 19 = 20
$\frac{4}{4}P$	23	600	1 :	1 + 25 = 26

Wird nun die zulässige Belastung zu $\frac{1}{4}$ der Biegungsfestigkeit P angenommen, so ergiebt sich für diesen Fall, da nach vorstehender Tabelle dafür die Zugbeanspruchung 6 kg und die Druckbeanspruchung 45 kg/qcm, also das Verhältniss 1 : 7,5 beträgt, die Entfernung der neutralen Schichte von der Unterkante der Zugseite, $h_I = 44$ cm und somit $h_{II} = 16$ cm.

Nach diesen Sätzen berechnet sich die entsprechende Belastung nach der Formel

$$P_I = \frac{8}{3} \cdot \frac{b\, h_I^2}{l} \cdot K_z$$

$$= \frac{8 \cdot 30 \cdot 44^2 \cdot 6 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 4600 \text{ kg.}$$

Das ist aber weniger als $\frac{1}{4}$ der vorberechneten Biegungsfestigkeit von 23000 kg. Hiervon beträgt

$\frac{1}{4} = 5750$ kg. Daraus ergiebt sich, dass die Ansätze der vorstehenden Tabelle nicht ganz zutreffend sind. Eutweder steht die Zugspannung nicht in geradem Verhältnisse zur Belastung, oder das Verhältniss zwischen Zug- und Druckfestigkeit ist ein anderes als angesetzt worden. Die Aufklärung durch Versuche muss also vorbehalten bleiben. Für das angesetzte Verhältniss ist die grössere Wahrscheinlichkeit der Richtigkeit vorhanden, und daher vorerst eine entsprechende Abänderung der Coefficienten K_z und K_d anzunehmen.

Die vorstehende Gleichung für K_z gelöst, ergiebt

$$K_z = \frac{P \cdot 3 \cdot l}{8\, b\, h_I^2} = 7{,}4 \text{ kg}$$

und darnach $K_d = 7{,}5 \cdot 7{,}4$ kg $= 56$ kg. Unter Ansatz dieser Coefficienten ergiebt sich die zugehörige Belastung zu $\frac{1}{4} \cdot 23\,000$ kg.

Der Druck-Coefficient $K_d = 56$ kg erreicht noch nicht das zulässige $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit, welches $\frac{600}{10}$ $= 60$ kg beträgt, ist also völlg zulässig.

Nach der gewöhnlichen Formel $P = \frac{2}{3} \frac{b \cdot h^2}{l} \cdot K$, ergiebt sich, unter Ansetzung des Coefficienten K nach Bauschinger's Angabe zu $\frac{1}{6} \cdot 600$ kg $= 100$ kg

$$P = \frac{2 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 100 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 36\,000 \text{ kg},$$

das ist also erheblich mehr als vorhin die Gleichung 12 ergeben hat $= 23\,000$ kg. Um Uebereinstimmung zu er-

halten, muss der Coefficient K zu $\frac{1}{9}$ der Druckfestigkeit $= \frac{600}{9} = 66$ kg gesetzt werden.

§ 7. Cement- und Betonbalken.

Für Cementmörtel und Cementbeton ist nach Bauschinger anzunehmen: Mörtel aus 1 Thl. Cement und 3 Thl. Sand, 3 Monat alt

die Druckfestigkeit .... = 160 kg/qcm,

die Zugfestigkeit = $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{10}$ der

Druckfestigkeit, setze $\frac{1}{9}$ .... = 18 kg/qcm,

die Biegungsfestigkeit = $\frac{1}{4}$ der Druckfestigkeit.

Für Betonbalken sind dieselben Sätze anzunehmen.

Nach Weisbach und Andern ist die zulässige Beanspruchung auf Biegung für Steinbalken zu $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der Biegungsfestigkeit anzunehmen. Die gleiche Annahme erscheint auch für Cement- und Betonbalken als angemessen.

Also auch bei diesen Körpern sind die Zug- und Druckfestigkeit verschieden, und deshalb ist auch hierfür bei der Belastung ein gleiches Verhalten anzunehmen, wie vorhin für Gusseisen- und Steinbalken erörtert ist.

Untersuchen wir einen Cement- oder Betonbalken von denselben Dimensionen, wie im vorigen § für den dort behandelten Steinbalken angenommen waren, von rechteckigem Querschnitte, Breite = 30 cm, Höhe 60 cm, freie Länge 200 cm, an beiden Enden frei aufliegend, in der Mitte belastet.

Nach den vorstehend angegebenen Coefficienten $K_z = 18$ kg/qcm und $K_d = 160$ kg/qcm ergiebt sich das Verhältniss von 1 : 9 und darnach das Verhältniss der Höhe des Drucktheiles h_{II} zur Höhe des Zugtheiles h_I wie $1 : \sqrt{9} = 1 : 3$, demnach der Höhentheil $h_{II} = 15$ cm und der Höhentheil $h_I = 45$ cm, und zwar an der Bruchgrenze.

Somit nach Gleichung 12 (S. 8)

$$P = \frac{8}{3} \frac{b\, h_I^2}{l} \cdot K_z = \frac{8 \cdot 30 \cdot 45^2 \cdot 18 \text{ kg}}{3 \cdot 200}$$

$$P = 14500 \text{ kg}.$$

Wird die zulässige Belastung zu $\frac{1}{4} P$ angenommen, so ergiebt sich bei gleichem Verfahren, wie für den im vorigen § behandelten Steinbalken, folgende Tabelle:

Belastung	Auf 1 qcm Zug K_z	Druck K_d	Verhältniss von K_z :	K_d n
$\frac{1}{4} P$	4,5	13	1 :	1 + 2 = 3
P	18	160	1 :	1 + 8 = 9

Nach diesen Ansätzen für die zulässige Beanspruchung auf Biegung, berechnet sich die Belastung:

$$K_z : K_d = 1 : 3$$

Darnach $h_{II} = 0{,}37\, h$ und $h_I = 0{,}63\, h$ also $h_{II} = 22{,}2$ cm und $h_I = 37{,}8$ cm, demnach

$$P_I = \frac{8 \cdot 30 \cdot 37{,}8^2 \cdot 4{,}5 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 2570 \text{ kg},$$

Digitized by Google

$$\frac{1}{4} P \text{ ist aber} = 3600 \text{ kg},$$

sonach ergiebt sich auch hier wieder, wie vorhin beim Steinbalken, die berechnete Belastung geringer als $\frac{1}{4}$ P. Um diesen Betrag zu erhalten, müssen die Coefficienten gleichfalls erhöht werden, und zwar $K_z = 6{,}3$ kg/qcm und $K_d = 19$ kg/qcm.

Der Coefficient der zulässigen Druckspannung darf aber nicht mehr als $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit betragen, damit man 10fache Sicherheit gegen Druck habe. Es muss also dieser Coefficient K_d zu $\frac{160}{10} = 16$ kg festgestellt werden, und dann ergiebt sich $K_z = 5{,}3$ kg.

Dann ergiebt sich

$$P_1 = \frac{8 \cdot 30 \cdot 37{,}8^2 \cdot 5{,}3 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 3030 \text{ kg}.$$

Demnach darf die zulässige Belastung nicht mehr als 3030 kg betragen.

Wie vorstehend angegeben, ist von Bauschinger der Coefficient für die Biegungsfestigkeit an der Bruchgrenze zu $\frac{1}{4}$ der Druckfestigkeit bezeichnet. Unter Anwenduug der gewöhnlichen Formel ergiebt sich darnach

$$P = \frac{2}{3} \frac{b \cdot h^2}{l} \cdot \frac{1}{4} K_d$$

$$= \frac{2 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 40 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 14400 \text{ kg}$$

das stimmt also fast ganz genau mit der vorhin ausgeführten Berechnung nach Gleichung 12 überein, und spricht entschieden für die Richtigkeit dieser Be-

rechnungsweise d. h. für die Verschiebung der neutralen Achse.

Bei dem Monier-Cement- oder Betonbalken wird durch die Einlagerung von Eisendraht oder Eisenstäben in dem untern Zugtheile ein erheblich grösserer Widerstand gegen Zug geschaffen, als der Cement besitzt, so dass also bei diesem Balken die neutrale Achse entsprechend nach unten sich verschiebt, und somit eine erheblich grössere Biegungsfestigkeit gewonnen wird. Die Berechnung nach der vorbesprochenen Methode soll späterer Behandlung vorbehalten werden.

Es wird übrigens durch das Verhalten des Monier-Balkens auch wiederum die stattfindende Verschiebung der neutralen Achse bestätigt.

Die Biegungsverhältnisse bei Mauerkörpern, welche hauptsächlich bei Gewölben, so wie bei excentrischer Belastung der Mauern in Betracht kommen, sind zweckmässiger in dem nachfolgenden zweiten Abschnitte im Zusammenhange mit der Druckvertheilung im Mauerwerke abzuhandeln.

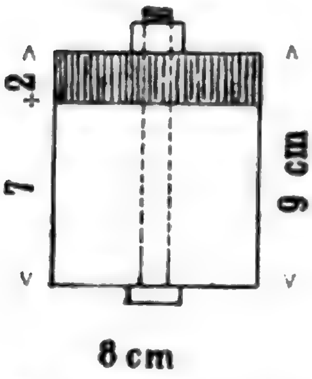
§ 8. Holzbalken.

Die Biegungsverhältnisse von Kiefernholzbalken sind bereits vorstehend, S. 13 u. f. dargelegt.

Ich habe nun noch einige vergleichende Belastungsversuche ausgeführt mit einem Fichtenholzbalken und einem durch Eisen verstärkten Fichtenholzbalken, worüber ich nachfolgend berichten will.

Der Holzbalken hat 9 cm Höhe, 8 cm Breite und 200 cm freie Länge, ist an beiden Enden frei aufliegend und in der Mitte mittelst Hebel belastet.

Abb. 15.



Der Holzeisenbalken ist nach nebenstehendem Profile, Abb. 15, an der obern Seite durch eine Eisenschiene von 8 cm Breite und 2 cm Höhe verstärkt. Einschliesslich dieser Eisenschiene ist, wie beim Holzbalken, die Höhe 9 cm, die Breite 8 cm und die freie Länge 200 cm. Die Eisenschiene ist mit dem Holze durch 9 stählerne Keilpaare und 10 Stück Schraubbolzen von 1 cm Durchmesser nach Art der verdübbelten Träger verbunden. Durch die Schraubbolzen ist die Breite auf 7 cm vermindert, so dass also zur Vergleichung mit dem Holzbalken die Belastungen nach dem Verhältnisse von 7 : 8 zu erhöhen sind.

Die Durchbiegungen sind mittelst eines Fühlhebels mit 10 facher Uebersetzung gemessen.

Die Durchbiegungen haben sich ergeben:

I. beim Holzbalken:

Eigengewicht auf 200 cm Länge 8,6 kg, davon
in der Mitte wirkend zu rechnen .... 4,3 kg,
der Hebel mit Waageschale.............. 51,0 kg,

zusammen ... 55,3 kg.

Dadurch Durchbiegung .... 1,0 mm.

Bei Belastung von
129 kg die Durchbiegung .... 3,8 mm,
194 kg die Durchbiegung .... 5,7 mm,
461 kg die Durchbiegung .... 10,2 mm,
657 kg die Durchbiegung .... 14,8 mm.

Nach der Entlastung bis auf
55,3 kg .... 1,7 mm,
0,0 kg .... 0,7 mm.

Nach der gebräuchlichen Formel $P = \frac{2}{3} \frac{b\,h^2}{l} \cdot K_z$ ergiebt sich: die zulässige Belastung

$$\frac{2 \cdot 8 \cdot 9^2 \cdot 60\,\text{kg}}{3 \cdot 200} = 129\ \text{kg}$$

an der Elasticitätsgrenze

$$\frac{2 \cdot 8 \cdot 9^2 \cdot 220\,\text{kg}}{3 \cdot 200} = 475\ \text{kg}.$$

Nach der vorstehend aufgestellten Theorie ergiebt sich die zulässige Belastung .... = 139 kg, an der Elasticitätsgrenze ..... = 513 kg.

Die Durchbiegung bei der zulässigen Belastung von 129 kg berechnet sich nach der Formel $a = \frac{1}{16} \frac{P \cdot l^3}{3T \cdot E}$,

Trägheitsmoment $T = \frac{b \cdot h^3}{12} = 486$,

Elasticitäts-Coefficient $E = 120000$ kg,

$$a = \frac{1 \cdot 129 \cdot 200^3}{16 \cdot 3 \cdot 486 \cdot 120000} = 0{,}37\ \text{cm} = 3{,}7\ \text{mm}.$$

Bei dem Versuche hat sich diese Durchbiegung zu 3,8 mm ergeben.

Die Belastung an der Bruchgrenze berechnet sich nach der gebräuchlichen Formel, unter Ansatz von 410 kg/qcm Zugfestigkeit

$$P = \frac{2 \cdot 8 \cdot 9^2 \cdot 410\,\text{kg}}{3 \cdot 200} = 885\ \text{kg}.$$

II. Beim Holz-Eisenbalken (die Eisenverstärkung oben).

Eigengewicht auf 200 cm Länge 32 kg, davon in der Mitte wirkend zu rechnen	16,0 kg,
der Hebel mit Waageschaale	50,0 kg,
zusammen	66,0 kg,
dadurch die Durchbiegung	1,7 mm.

Bei der für 8 cm Breite berechneten Belastung von
231 kg die Durchbiegung .... 4,7 mm,
423 kg die Durchbiegung .... 8,5 mm,
551 kg die Durchbiegung .... 11,0 mm,
825 kg die Durchbiegung .... 15,7 mm,
967 kg die Durchbiegung .... 19,6 mm.

Nach der Entlastung bis auf
66 kg die Durchbiegung .... 5,5 mm,
0 kg die Durchbiegung .... 2,5 mm.

III. Derselbe Holz-Eisenbalken (in umgekehrter Lage, also die Eisenverstärkung nach unten).

Eigengewicht wie vor 66 kg, dadurch die Durchbiegung .... 1,5 mm.

Bei der für 8 cm Breite berechneten Belastung von
228 kg die Durchbiegung .... 4,4 mm,
420 kg die Durchbiegung .... 7,5 mm,
547 kg die Durchbiegung .... 9,4 mm,
640 kg die Durchbiegung .... 11,8 mm,
923 kg die Durchbiegung .... 18,0 mm.

Nach der Entlastung bis auf
66 kg die Durchbiegung .... 4,0 mm,
0 kg die Durchbiegung .... 2,5 mm.

Nach der vorstehend aufgestellten Theorie, Gleichung 12, berechnet sich für den letzteren Holz-Eisenbalken:
die zulässige Belastung .... 320 kg,
an der Elasticitätsgrenze .... 1005 kg.

Für den ersten Holzeisenbalken II ergeben sich noch etwas grössere Beträge.

Die Vergleichung des Verhaltens des Holz-Eisenbalkens mit dem Holzbalken ergiebt also, dass die Tragfähigkeit des Holz-Eisenbalkens ganz erheblich grösser ist als die des Holzbalkens.

Läge die neutrale Schichte in diesen 3 Fällen constant im Schwerpunkte des Querschnittes, also in dessen halber Höhe, so würde die Tragfähigkeit des Holz-Eisenbalkens nur ebenso gross sich ergeben, als die Tragfähigkeit des Holzbalkens. Da solches aber nicht der Fall ist, so ergiebt sich daraus wiederum, dass eine Verschiebung der neutralen Schichte stattfindet.

Der Holz-Eisenbalken II ist im Verhalten ähnlich einem Steinbalken, und der Holz-Eisenbalken III ähnlich einem Monier-Cementbalken.

§ 9. Nachträgliche Bemerkungen zu den vorstehenden Erörterungen.

Zu den nachfolgenden nachträglichen Bemerkungen finde ich mich veranlasst durch die von Herrn Föppl ausgeführten Versuche über die Biegungselasticität der Steinbalken, veröffentlicht in den, im Mai v. J. erschienenen Mittheilungen aus dem Mechanisch-Technischen Laboratorium der K. Technischen Hochschule zu München, 24. Heft.

Diese umfangreichen, höchst mühseligen Versuche sind mit grösster Sorgfalt ausgeführt worden, und muss die technische Welt dafür dem Herrn Föppl zu wärmstem Danke sich verpflichtet fühlen, da die Erforschung der Wahrheit auf diesem Gebiete nur durch die sorgfältigsten, genauesten Versuche gelingen kann.

Durch die erstern Versuche ist die Navier'sche Annahme, dass bei der Biegung die Querschnitte eben bleiben, nahezu bestätigt.

Die folgenden Versuche betreffen die fragliche Verschiebung der neutralen Schichte nach der Druck-

seite, so wie die Zug- und Druckfestigkeit der untersuchten Steinbalken.

Die Biegungsversuche sind ausgeführt an rechteckigen Granit- und Sandsteinbalken von 20 cm Breite, 30 cm Höhe und 150 cm Länge zwischen den Auflagern, an beiden Enden frei, die Belastung in der Mitte.

Der zuerst untersuchte Granitbalken ist schon bei 9 t Belastung gebrochen. Die Druckfläche enthielt einige grössere krystallinische Nester.

Die Durchbiegung betrug nahe vor dem Bruche 0,4 mm (S. 5).

Der zweite Granitbalken (S. 13 u. f.) ist bei 12 t Belastung gebrochen.

Die Dehnungen und Verkürzungen sind als nahezu gleich beobachtet. Bis zu 10 t Belastung hat sich eine Verschiebung der neutralen Schichte nicht gezeigt. Erst bei 12 t Belastung ist eine geringe Verschiebung der neutralen Schichte nach der Bruchseite eingetreten.

Bei den spätern Versuchen sind nun zwar etwas grössere Verschiebungen der neutralen Schichte nach der Druckseite hin beobachtet, und zwar 13,7 mm, 9 mm u. s. w., aber längst doch nicht entsprechend der von Melan, Hartig und in dem Vorstehenden behandelten Theorie. Darnach berechnet sich die Verschiebung für den untersuchten Granitbalken, bei Ansatz einer Zugfestigkeit zu 58 kg/qcm, und einer Druckfestigkeit von 1260 kg/qcm, zu 97 mm.

Demnach wird durch die Föppl'schen Versuche die vorgenannte Theorie nicht bestätigt.

Die Druckfestigkeit des vorbezeichneten Granits hat Herr Föppl ermittelt (S. 24) zu 1260 kg/qcm und an 2 andern Versuchsstücken aus demselben Balken zu 1130 und 1240 kg/qcm.

Digitized by Google

Zur Ermittelung der Zugfestigkeit des Granits hat Hr. Föppl zunächst 5 Stücke von 7,45 × 7,45 cm bezw. 7,42 × 7,13 cm und 9,84 × 7,91 cm Querschnitt untersucht. Bei dem ersten Stücke ist der Bruch nahe an der Einspannstelle erfolgt, somit die Ermittelung der Zugfestigkeit aus diesem Versuche nicht statthaft. Das zweite Stück hat nur die Zugfestigkeit von 42,5 kg/qcm ergeben. Das dritte Stück ist wieder nahe der Einspannstelle gebrochen. Diese 3 Stücke waren aus gelbem Granit entnommen. Das vierte, aus blauem Granit entnommene Stück hat 51,4 kg/qcm Zugfestigkeit ergeben und das fünfte Stück ist wieder an der Einspannstelle gebrochen.

Ferner sind von Herrn Föppl 11 Zugversuche an Granitstücken von der Form, wie sie bei Cementproben mittelst des Michaelis'schen Zerreissapparats üblich sind, ausgeführt, wobei sich die Zugfestigkeit (S. 34) zu 53 bis 63 kg/qcm, im Durchchnitt zu 57,5 kg/qcm ergeben hat. Diese Versuche stimmen sehr gut untereinander überein, und dürften als nicht viel von der Wahrheit abweichend zu erachten sein.

Herr Föppl ist nun aber auf Grund seiner Versuche zu der Ueberzeugung gelangt, dass die Zugfestigkeit ganz erheblich grösser sei, als die Versuche an kleinen Stücken ergeben. Er ist der Ansicht, dass dieselbe doppelt so gross, ja noch höher anzunehmen sei. Er zweifelt zwar nicht an der Gültigkeit des in allen Gebieten der Physik angewandten „Gesetzes der proportionalen Widerstände“ (S. 40), macht aber geltend, dass es wohl ziemlich zweifellos sei, dass durch die Bearbeitung von Steinkörpern stets eine gewisse Lockerung der Oberflächenschichten eintritt, wodurch kleinere Versuchskörper den grossen gegenüber im Nachtheile sind.

Dieser Einwand ist ohne Zweifel berechtigt und daher räthlich, die kleinen Versuchskörper nicht in der gewöhnlichen Weise mittelst Meissel zu bearbeiten, sondern mittelst der Diamantsäge herzustellen. Dann wird sich vermuthlich ein etwas höherer Werth herausstellen, aber doch längst nicht ein doppelt so grosser. Denn nimmt man an, dass bei den vorbesprochenen, mit dem Michaelis'schen Apparate zerrissenen Stücken die beiden ausgerundeten Flächen auf 2 mm Tiefe völlig aufgelockert waren, so dass also die Breite des Querschnittes um 4 mm vermindert worden, was doch wahrscheinlich sehr reichlich gerechnet ist, so erhöhet sich die Zugfestigkeit von 57,5 kg auf etwa 68 kg/qcm. Die beiden ebenen Seitenflächen dieser Versuchsstücke waren mittelst der Säge hergestellt, so dass also dabei eine Auflockerung nicht stattgefunden hat.

Herr Föppl hat ferner noch die vollen Balken von 20 × 30 cm Stärke Zugversuchen unterworfen, dabei aber nicht die Balken zum Bruche gebracht, sondern die Zugfestigkeit aus den bei den Biegungsversuchen beobachteten Dehnungen berechnet. Daraus haben sich nun allerdings erheblich höhere Werthe ergeben als aus den direkten Zerreissversuchen, und Herr Föppl spricht seine Ansicht dahin aus, dass dadurch der bestandene Widerspruch zwischen der Biegungsfestigkeit und der Zugfestigkeit gehoben sei.

Es wirft sich in dieser Beziehung die Frage auf: ob die bei den Biegungsversuchen beobachteten Dehnungen und Verkürzungen als völlig richtig zu erachten sind? — Bei der geringen Länge der Versuchsbalken von 1,5 m, und der geringen Durchbiegung von 0,4 bezw. 0,5 mm an der Bruchgrenze, sind die Formänderungen, die Dehnungen und Verkürzungen so ver-

Digitized by Google

schwindend klein, dass ungeachtet der allergrössten Vorsicht, welche bei den fraglichen Versuchen unverkennbar stattgefunden hat, Irrungen, und somit auch Täuschungen nicht ausgeschlossen sind. Es ist in dieser Hinsicht hervorzuheben, dass bei dem S. 13 beschriebenen Biegungsversuche bis zu 10 t Belastung eine Verschiebung der neutralen Schichte nicht beobachtet ist, während bei allen späteren Versuchen eine sehr merkliche Verschiebung gefunden ist.

Es dürfte sich empfehlen, die Biegungsversuche an Balken von grösserer Länge, etwa 3 m, mit Hebelbelastung zu wiederholen, um stärkere Formänderungen zu erlangen.

Sollte durch fernere Versuche sich das Resultat der jetzigen Versuche bestätigen, dass gar keine oder eine nur geringe Verschiebung der neutralen Schichte stattfindet, so wird die von Melan, Hartig und vorstehend behandelte Theorie der starken Verschiebung der neutralen Schichte verworfen werden müssen. Man muss alsdann von der Zurückführung der Biegungsfestigkeit auf die Zug- und Druckfestigkeit Abstand nehmen, und zu dem althergebrachten Verfahren zurückkehren, wonach die Biegungsfestigkeit nach der gewöhnlichen Formel, aber unter Ansatz besonderer, durch Biegungsversuche ermittelter Biegungs-Coefficienten ermittelt wird.

Es muss aber hervorgehoben werden, dass die fragliche Theorie der starken Verschiebung der neutralen Schichte Resultate liefert, welche mit den Versuchen sehr gut übereinstimmen, und darum einen hohen Grad der Wahrscheinlichkeit für ihre Richtigkeit hat. In den vorstehenden Erörterungen ist bereits die Zutreffendheit für Gusseisen-, Beton-, Stein- und Holzbalken

nachgewiesen, und ebenso zeigt sich auch in Betreff der von Herrn Föppl geprüften Granitbalken eine sehr gute Uebereinstimmung, wie die folgende Berechnung ergiebt:

l Länge . . . . = 150 cm,
b Breite . . . . = 20 cm,
h Höhe . . . . = 30 cm.

Die Zugfestigkeit, nach den Versuchen mit dem Michaelis'schen Apparate K_z . . = 58 kg/qcm.
Die Druckfestigkeit K_d . . . . = 1260 kg/qcm.

Demnach ist das Verhältniss der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit wie 58 : 1260 = 1 : 21,72.

Darnach $h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{21,72} = 1 : 4,66.$

$$h_{II} + h_I = h = 30 \text{ cm},$$

somit ergiebt sich

$$h_{II} = 5,3 \text{ cm},$$
$$h_I = 24,7 \text{ cm}.$$

Demnach

$$P = \frac{4\,b}{3\,l}\left[(h_{II}^2 \cdot K_d) + (h_I^2 \cdot K_z)\right]$$

$$P = \frac{4 \cdot 20}{3 \cdot 150}\left[(5,3^2 \cdot 1260) + (24,7^2 \cdot 58)\right]$$

$$P = 12\,583 \text{ kg}.$$

Gebrochen ist der Balken bei

12 000 kg.

Also auch in diesem Falle erweist sich die in Frage stehende Theorie der starken Verschiebung der neutralen Schichte als zutreffend.

Die von Herrn Föppl ausgesprochene Ansicht, dass durch Annahme der von ihm an den ganzen Balken vermeintlich gefundenen erheblich grösseren Zugfestigkeit der bestandene Widerspruch zwischen der Biegungsfestigkeit und der Zugfestigkeit gehoben sei, ist nicht

zutreffend. Denn selbst wenn die Zugfestigkeit 150 kg/qcm betrüge, ergiebt sich kein mit der Wirklichkeit übereinstimmendes Resultat.

In diesem Falle hätte man dann nämlich einen Körper, dessen Zugfestigkeit K_z 150 kg/qcm und dessen Druckfestigkeit K_d 1260 kg/qcm betrüge.

Das Verhältniss von Zug- zu Druckfestigkeit in dem vorbezeichneten Falle wäre

$$K_z : K_d = 150 : 1260 = 1 : 8{,}4$$

Demnach

$$h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{8{,}4} = 1 : 2{,}9,$$

somit ist

$$h_{II} = 7{,}7 \text{ cm},$$
$$h_I = 22{,}3 \text{ cm},$$

demnach die Biegungsfestigkeit nach der vorstehenden Formel

$$P = \frac{4 \cdot b}{3 \cdot l}\left[(7{,}7^2 \cdot 1260) + (22{,}3^2 \cdot 150)\right] = 26\,000 \text{ kg}.$$

Dieser Balken würde also erst bei 26000 kg brechen, der geprüfte Balken ist aber bei 12000 kg gebrochen.

Demnach ist also durch die Annahme von 150 kg/qcm Zugfestigkeit der Widerspruch nicht gehoben, sondern er bleibt vollständig bestehen. Alle Biegungsversuche mit Körpern, deren Zugfestigkeit geringer ist als ihre Druckfestigkeit, haben übereinstimmend ergeben, dass die Biegungsfestigkeit grösser ist, als die Berechnung nach der gewöhnlichen Formel unter Ansatz des Coefficienten der Zugfestigkeit ergiebt.

Bei Annahme der Zugfestigkeit zu 150 kg wird der Balken bei 12000 kg Belastung brechen, wenn auch die Druckfestigkeit 150 kg/qcm beträgt. Für diesen

Fall ergiebt die gewöhnliche Navier'sche Formel das richtige Resultat:

$$P = \frac{2}{3} \frac{b \cdot h^2}{l} \cdot K = \frac{2 \cdot 20 \cdot 30^2 \cdot 150}{3 \cdot 150} = 12\,000 \text{ kg.}$$

Diese Formel ist, wie wiederholt hervorgehoben werden mag, unter der ausdrücklichen Annahme abgeleitet, dass Zugfestigkeit und Druckfestigkeit des betreffenden Materials gleich gross seien. Für diesen Fall hat sich ergeben, dass die neutrale Achse durch den Schwerpunkt des Querschnitts geht, da in diesem Falle das Moment der Zugspannungen gleich ist dem Momente der Druckspannungen.

Bei Körpern aber, bei denen die Zug- und Druckfestigkeit ungleich gross sind, findet Letzteres nur dann statt, wenn eine entsprechende Verschiebung der neutralen Achse angenommen wird.

Durch die Föppl'schen Versuche ist nun festgestellt, dass bei Körpern der letzteren Art die neutrale Achse nicht unabänderlich im Schwerpunkte verharret, sondern dass eine Verschiebung derselben eingetreten ist. Das ist schon ein sehr wichtiges Ergebniss. Zwar ist bis jetzt die Verschiebung viel geringer, als nach der fraglichen Theorie sich ergiebt und es bleibt somit weitere Aufklärung noch übrig.

Herr Föppl erhebt gewichtiges Bedenken gegen die von Melan und Hartig gemachte Annahme, dass die Verschiebung der neutralen Schichte constant so stattfinde, wie sie an der Bruchgrenze sich ergiebt. Dieses Bedenken muss ich theilen, und ich habe in meiner vorstehenden Abhandlung bereits dargelegt, dass die in spannungslosem Zustande im Schwerpunkte

liegende Achse sich der stattfindenden Belastung entsprechend verschiebt, so dass die Momente der Zug- und Druckspannungen zu beiden Seiten der neutralen Schichte gleich sind.

Von den untersuchten Sandsteinbalken ist der eine (S. 5) bei der Biegung unter 1,95 t Belastung gebrochen. Die Zugfestigkeit beträgt nach S. 30 etwa 12,2 kg/qcm, die direkte Druckprobe ist laut S. 31 nur bis zu 33,3 kg/qcm fortgesetzt, aber nicht bis zum Bruche gebracht, so dass die Druckfestigkeit nicht bekannt geworden, und somit die Berechnung nach der obigen Formel nicht thunlich ist.

Die Dehnungen und Verkürzungen haben sich bei den Versuchen der Granit- und Sandsteinbalken theils ganz gleich gross, oder doch nur wenig von einander abweichend erwiesen. Das ist ein sehr auffälliges Resultat. Die beiden Dreiecke, welche in den vorstehenden Figuren die Dehnungen und Verkürzungen darstellen, sind unter einander ähnlich, und somit ergiebt sich für den Granitbalken die Verkürzung der äussersten Faser nur zu $\frac{1}{4{,}66}$ der Dehnung der äussersten Faser. Es muss auch als sehr wahrscheinlich erscheinen, dass bei einem Materiale, dessen Druckfestigkeit 22 mal grösser ist als seine Zugfestigkeit, das Maass der Verkürzung erheblich geringer ist als das Maass der Dehnung. Es dürfte also auch in dieser Hinsicht eine weitere Prüfung nöthig sein.

Bei den Dehnungen und Verkürzungen hat sich nahezu Proportionalität ergeben, und zwar bis zur Bruchgrenze.

Die Elasticitätsgrenze ist nicht ermittelt.

Herr Föppl spricht in seiner Abhandlung sich dahin aus, dass auch bei Cementkörpern die Zugfestigkeit in Wirklichkeit erheblich höher sei, als die Zerreissversuche ergeben. Dazu ist zu bemerken, dass bei Cementkörpern eine Auflockerung der äusseren Kruste nicht stattfindet, dass vielmehr die Festigkeit der äusseren Schichte grösser ist als die der inneren Theile, da die Erhärtung von Aussen nach Innen fortschreitet. Demnach ist bei starken Cementkörpern die durchschnittliche Festigkeit geringer, als bei kleinen Stücken.

Zweiter Abschnitt.

Die Druckvertheilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung.

§ 10. In neuerer Zeit wird die Lehre der Biegungs-Elasticität nicht nur auf Gewölbemauerwerk, sondern auch zur Ermittelung der Druckvertheilung im Mauerwerke in Folge excentrischer Belastung angewandt.

Winkler hat sich in einem Vortrage über die Stützlinie im Gewölbe, gehalten im Architekten-Verein zu Berlin am 17. März 1879 (siehe „Deutsche Bauzeitung“ 1879 S. 117 u. f.) in dieser Beziehung ausgesprochen wie folgt: „Die Versuche haben immer mehr und mehr bestätigt, dass das Steinmaterial innerhalb derjenigen Beanspruchungen, welche es in der Praxis erfährt, als vollkommen elastisch anzusehen ist, wie andere feste Körper. Namentlich haben die Versuche von Bauschinger mit dem Festigkeits-Apparate und die Beobachtungen Köpke's an bestehenden Bauwerken die Zulässigkeit der Elasticitätsgesetze auf Steinmaterial zur Gewissheit erhoben. In neuerer Zeit findet in der That auch die auf diesem Gesetze beruhende Gewölbe-Theorie immer mehr Anklang. Ich selbst habe bereits in meinem Buche über Elasticität und Festigkeit (1867) hiervon Gebrauch gemacht u. s. w.“

Demgemäss, also unter Anwendung der Elasticitätsgesetze, hat Herr Landsberg im Handbuche der Architektur von Durm u. s. w. im 1. Bande, zweite Hälfte „Die Statik der Hochbau-Konstruktionen“, 2. Auflage sowohl die Gewölbe-Theorie als auch die

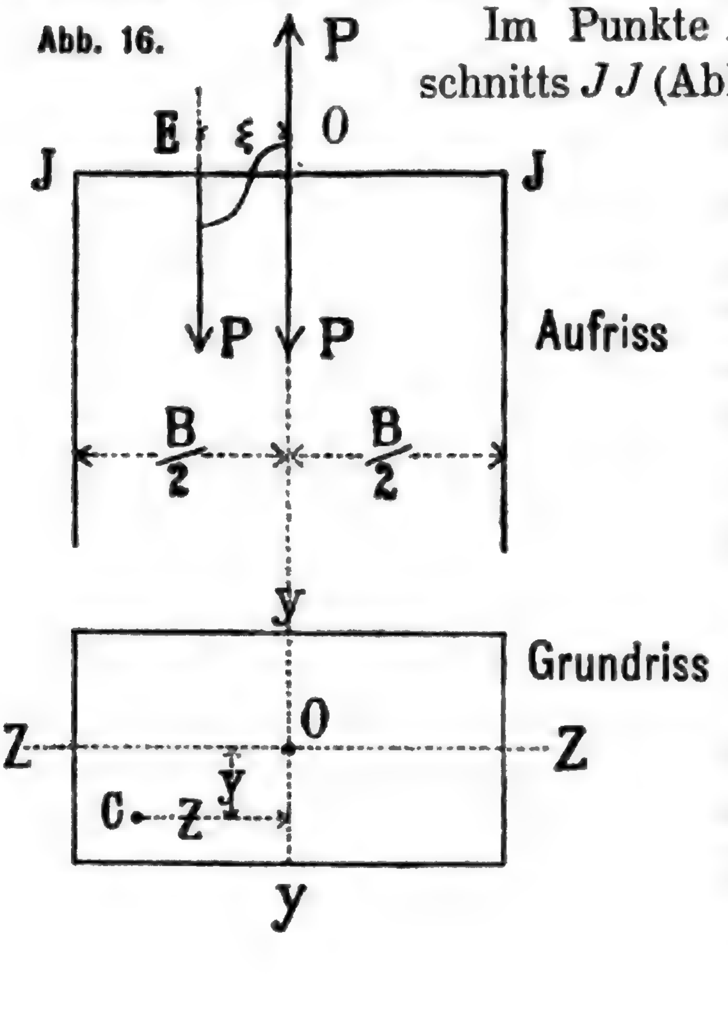
Druckvertheilung in Stützen in Folge excentrischer Belastung und auch durch Gewölbeschub ausführlich abgehandelt. In Betreff der Druckvertheilung hat derselbe zunächst (S. 85 u. f.) die Druckvertheilung in Körpern behandelt, welche Druck und Zug aufnehmen können (Stützen aus Eisen und Holz), und darnach in Körpern, welche nur Druck aufzunehmen vermögen (Mauerwerk).

Es ist daselbst bemerkt, dass Stützen aus Mauerwerk keinen mit Sicherheit in Rechnung zu ziehenden, bemerkenswerthen Zugwiderstand leisten.

Wenngleich zur Erlangung eines völligen Verständnisses auf das Studium der angegebenen Quelle hingewiesen werden muss, so will ich doch wegen der daran zu knüpfenden Betrachtungen einige Resultate daraus in gedrängter Kürze hierher setzen.

1) Druckvertheilung in Querschnitten, welche Druck und Zug aufnehmen können.

Abb. 16.



Im Punkte E des Pfeilerquerschnitts JJ (Abb. 16) wirke excentrisch die Kraft P in der Entfernung ξ von der Pfeilerachse und senkrecht zum Querschnitt JJ. Es wird nichts geändert, wenn man im Schwerpunkte O zwei Kräfte anbringt, welche je gleich und zu P parallel sind, aber entgegengesetzten Sinn haben. Dadurch ergiebt sich

Digitized by Google

als Wirkung der excentrischen Kraft P: eine im Schwerpunkte O angreifende Kraft P und zwei (in Abb. 16 durch einen Bogen verbundene) Kräfte P, welche zusammen ein Kräftepaar mit dem Momente $M = P\xi$ bilden; das Moment dreht im vorliegenden Falle nach links. Durch die Kraft und das Kräftepaar werden im Querschnitte die folgenden Beanspruchungen hervorgerufen. Die im Schwerpunkte angreifende Kraft vertheilt sich gleichmässig über die Querschnittsfläche F; sie erzeugt in allen Theilen desselben einen Druck für die Flächeneinheit $N_1 = \frac{P}{F}$. Das Moment $P\xi$ würde, wenn es allein wirkte, nach den Gesetzen der Biegungselasticität in den verschiedenen Abständen von der wagerechten, senkrecht zur Kraftebene durch O gelegten Achse (Abb. 16, Grundriss) verschiedene Spannungen erzeugen, welche sich für irgend einen Punkt C im Abstande z von der erwähnten Achse zu $N_2 = \frac{M \cdot z}{T}$ ergeben. In letzterem Ausdruck ist T das Trägheitsmoment des Querschnittes JJ für die Achse YY. Da es sich bei den hier zu betrachtenden Konstruktionen hauptsächlich um Beanspruchungen auf Druck handelt, so sollen Druckspannungen als positive, Zugbeanspruchungen als negative Spannungen eingeführt werden.

Die gesammte Spannung im Punkte C ist demnach

$$N = N_1 + N_2 = \frac{P}{F} + \frac{M \cdot z}{T} = \frac{P}{F} + \frac{P\xi z}{T}$$

oder

$$N = \frac{P}{F}\left(1 + \frac{F\xi z}{T}\right)$$

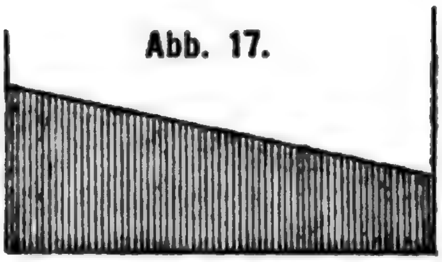
Digitized by Google

Für eine gegebene Kraft P mit gegebenem Angriffspunkte E kann die Spannung sämmtlicher Querschnittspunkte durch vorstehende Gleichung ermittelt werden. Man braucht nur für z alle Werthe von $z = -\frac{B}{2}$ bis $z = +\frac{B}{2}$ einzuführen und die zugehörigen Grössen von N zu berechnen. Von der Spannungsvertheilung erhält man ein klares Bild, wenn man in jedem Punkte des Querschnittes die Spannung als Ordinate aufträgt und die Endpunkte dieser Ordinaten verbindet. Da bei den gemachten Annahmen die Entfernung y des beliebig gewählten Punktes C gar nicht in der Gleichung vorkommt, so folgt, dass die Spannung N unabhängig von y ist; alle in gleichem Abstande z von der YY-Achse liegenden Punkte erleiden also gleiche Spannung. Demnach genügt es, die Spannungen aller Punkte aufzusuchen, welche auf einer zur Kraftebene parallelen Linie des Querschnitts liegen und diese nach beliebig gewähltem Maassstabe aufzutragen. Die z-Werthe sind die Abscissen, die Spannungen N sind die Ordinaten; die Vertheilung findet nach dem durch die obige Gleichung bestimmten Gesetze statt.

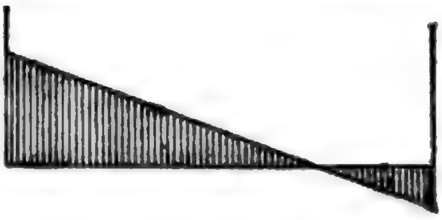
In dieser Gleichung sind N und z die einzigen Veränderlichen; beide kommen nur in der ersten Potenz vor. Daraus folgt, dass die Verbindungslinie der Endpunkte der Ordinaten N eine Gerade ist: die Gerade obiger Gleichung. Diese Linie ist bekannt, wenn zwei Punkte derselben bekannt sind. Demnach kann man sie leicht auffinden, indem man z. B. für die beiden Endwerthe $z = -\frac{B}{2}$ und $z = +\frac{B}{2}$ die

Abb. 17.

a)



b)



Werthe von N ausrechnet und aufträgt. Man erhält etwa die Darstellungen in Abb. 17. Die positiven Werthe von N sind nach oben, die negativen nach unten abgetragen; die ersteren bedeuten Druck, die letzteren Zug. Wenn alle Ordinaten auf der obern Seite der Abscisse liegen, so findet nur Druck statt (Abb. 17 a); sonst hat man im Querschnitt theils Druck, theils Zug. Die Grenze, an welcher der Wechsel von Druck zum Zug stattfindet, ist die Nulllinie, gewöhnlich neutrale Achse genannt. Die von der Abscisse und der Geraden der obigen Gleichung eingeschlossene, in Abb. 17 schraffirte Fläche wird als Druckfigur bezeichnet.

2) Druckvertheilung in Querschnitten, welche nur Druck aufzunehmen vermögen. (S. 89 u. f.)

Die für die Druckvertheilung unter 1 entwickelten Gesetze gelten auch für Konstruktionen, welche nur Druck aufnehmen können, so lange die Kraft eine derartige Lage hat, dass im ganzen Querschnitt wirklich nur Druckspannungen auftreten, so lange also die Kraft innerhalb der Kernpunkte liegt.

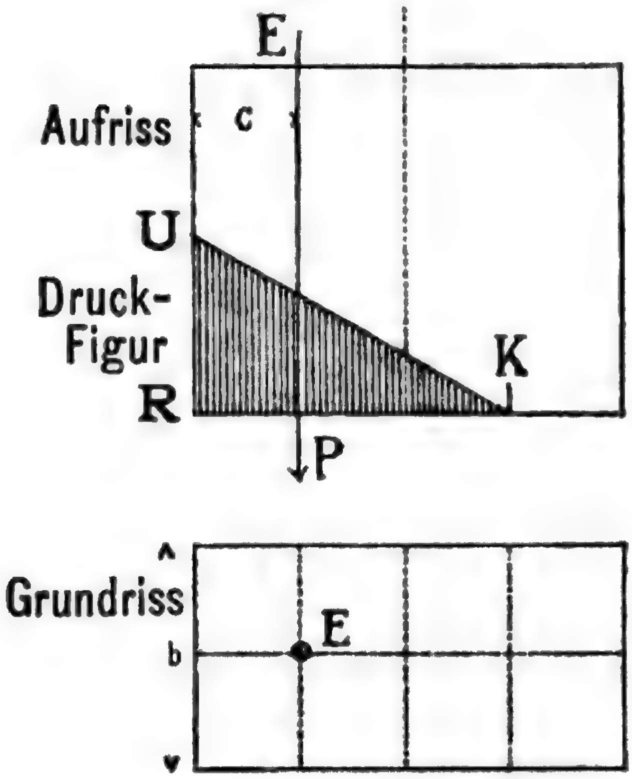
Wenn daher z. B. beim rechteckigen Querschnitte die Kraft im inneren Drittel liegt, so kann die Lage der Nulllinie, sowie die Druckvertheilung genau so ermittelt werden, wie vorhin gezeigt ist.

Wenn aber die Kraft den Querschnitt ausserhalb der Kernpunkte schneidet, so fällt die Nulllinie in den Querschnitt, und es würden an der einen Seite der-

Digitized by Google

selben Zugspannungen entstehen, falls das Material dieselben aufnehmen könnte. Da dieses nach der Annahme hier nicht möglich ist, so wird auf diesem ganzen Querschnittstheile kein Uebertragen von Spannungen stattfinden können; die ganze Spannungsübertragung findet auf der Druckseite der Nulllinie statt. Man nennt diesen Theil des Querschnitts den wirksamen Querschnitt. Die Form und Grösse des wirksamen Querschnitts und die grösste in demselben stattfindende Spannung wird für den rechteckigen Querschnitt in folgender Weise ermittelt.

Abb. 18.

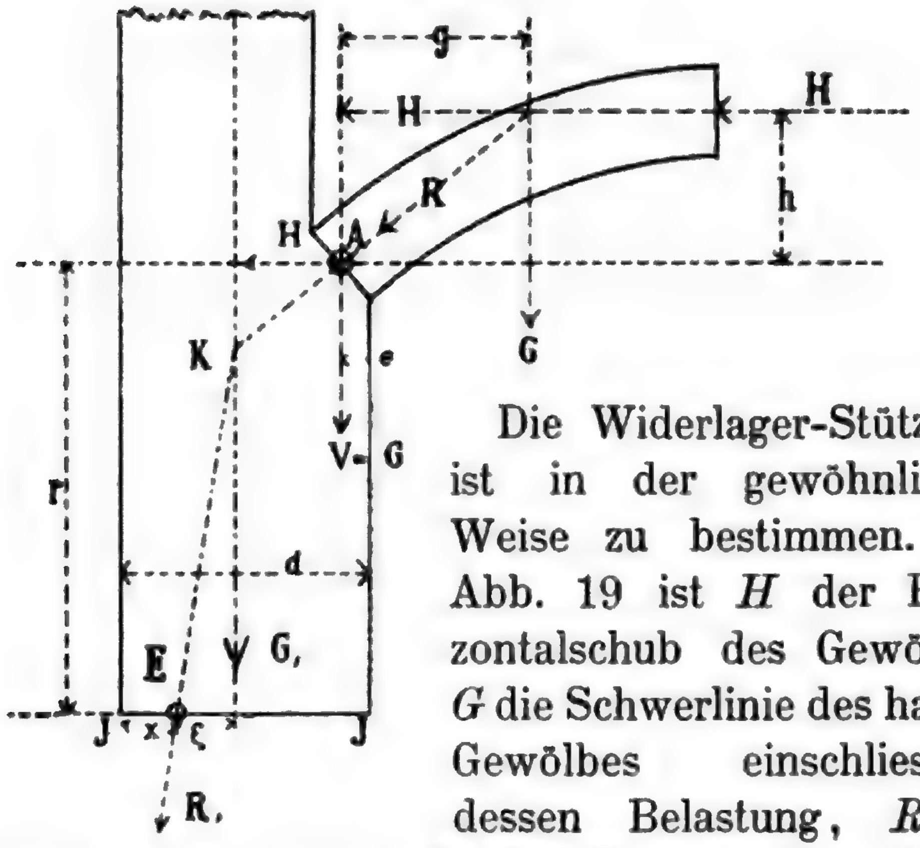


Die Entfernung des Angriffspunktes E der excentrisch wirkenden Kraft P von der nächsten Kante sei c; dieses Maass ist auf der Grundlinie von R ab 3fach abzutragen, daraus ergiebt sich der Punkt K der Nulllinie. Der wirksame Querschnitt ist also $F_1 = 3\,c\,b$. Wenn sich der Druck P gleichmässig über die Fläche F_1 vertheilte, so wäre die Druckspannung für die Flächeneinheit gleich $\frac{P}{3\,b\,c}$; der wirklich stattfindende Maximaldruck ist $N_{max} = \frac{2\,P}{3\,b\,c}$, d. h. doppelt so gross, als wenn P sich gleichmässig vertheilte. Die Druckfigur in diesem Falle wird also erhalten, indem man

nach beliebigem Maassstabe $N_{max} = \frac{2P}{3bc}$ von R aus nach U aufträgt, und den Punkt U mit K verbindet. Die lothrecht schraffirte Fläche giebt die Druckfigur.

3) Die Druckvertheilung in den Widerlagsmauern der Gewölbe. (S. 261 u. f.)

Abb. 19.



Die Widerlager-Stützlinie ist in der gewöhnlichen Weise zu bestimmen. In Abb. 19 ist H der Horizontalschub des Gewölbes, G die Schwerlinie des halben Gewölbes einschliesslich dessen Belastung, R die Resultante der beiden Kräfte H und G. Es ist $H = \frac{G\,g}{h}$ und $V = G$. Die Resultante R wirkt in A auf den Kämpfer. In diesem Punkte wirkt also der Horizontalschub H, in der Höhe r über der Sohle; somit ist das Moment des Horizontalschubes $= H \cdot r$.

Die vertikale Kraft $V = G$ wirkt in der Entfernung e von der rechtsseitigen Mauerkante.

Digitized by Google

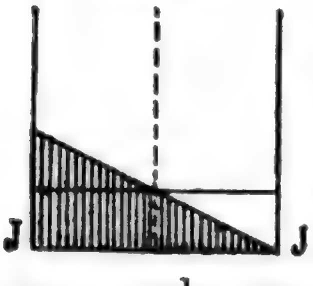
$G_{\prime}$ ist das Gewicht der Widerlagsmauer und deren Belastung, wirkend in der Schwerlinie dieses Gewichtes. Die Linie der Resultante R ist zu verlängern bis zu der Schwerlinie $G_{\prime}$; in dem Schnittpunkte K zerlegt sich die Resultante R in die beiden Seitenkräfte, aus denen sie entstanden ist, H und G. Das Gewicht G addirt sich zu dem Gewichte $G_{\prime}$, so dass in der Schwerlinie nunmehr das Gewicht $G + G_{\prime}$ wirkt; aus diesem vereinigten Gewichte $G + G_{\prime}$ und H ergiebt sich die Resultante $R_{\prime}$, welche die Sohle JJ in dem Punkte E schneidet, in der Entfernung ξ von der Schwerlinie $G_{\prime}$. Die Entfernung des Punktes E von der linken Mauerkante $J = x$,

$$x = \frac{G_{\prime}\, g_{\prime} + G\,(d - e) - H\,r}{G + G_{\prime}}$$

Wenn sich für x ein negativer Werth ergiebt, so bedeutet dies, dass die Kraft $R_{\prime}$ den Querschnitt links von der Aussenkante der Mauer schneidet, dass also Kippen eintreten muss.

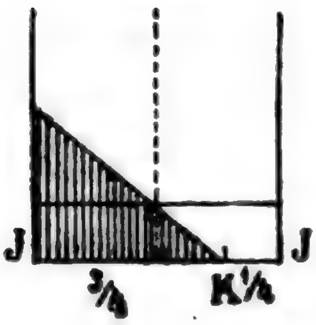
Nach Auffindung des Schnittpunktes E kann die grösste Spannung an der äussern linken Mauerkante nach den vorhin unter Nr. 1 und 2 angegebenen Formeln berechnet werden.

Abb. 20.



Ist $x = \frac{1}{3}\, d$, also $\xi = \frac{1}{6}\, d$, so ergiebt sich die Druckfigur Abb. 20; darnach ist der Druck an der rechtsseitigen Mauerkante $= 0$ und an der linksseitigen Mauerkante doppelt so gross, als wenn das Gewicht $G_{\prime} + G$ gleichmässig über den Querschnitt JJ vertheilt wäre.

Abb. 21.



Ist aber $x = \frac{1}{4} d$, so ergiebt sich die Druckfigur Abb. 21, wonach der Kantendruck links doppelt so gross ist, als wenn das Gewicht $G_{,} + G$ gleichmässig über die linksseitige Fläche JK ($= \frac{3}{4}$ der ganzen Querschnittsfläche JJ) vertheilt wäre, und $2^2/_3$ mal so gross, als wenn das Gewicht $G_{,} + G$ gleichmässig über die ganze Fläche JJ vertheilt wäre.

Damit will ich die vorhin bezeichnete Anführung einiger Resultate aus dem Landsberg'schen Werke abschliessen.

---

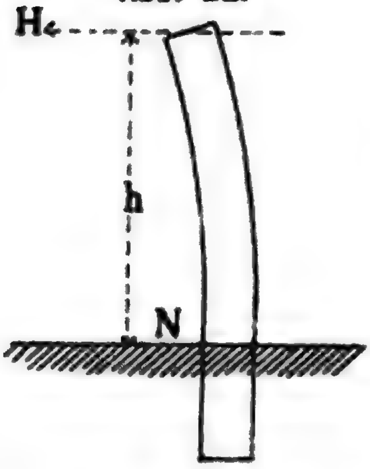
§ 11. In einem, vor einiger Zeit zur Kenntnissnahme mir zugegegangenen Gutachten hat der betreffende Sachverständige die Vergrösserung der Kantenspannung einer Widerlagsmauer mit hoher Uebermauerung in Folge des Gewölbeschubes berechnet nach der Biegungs-Elasticitäts-Formel

$$N_2 = \frac{M \cdot z}{T}$$

Darin bedeutet N_2 die Vergrösserung der Spannung an der äussern Kante; M das Biegungsmoment; z die Entfernung der äussern Kante von der Schwerpunktsachse; T das Trägheitsmoment.

Digitized by Google

Abb. 22.

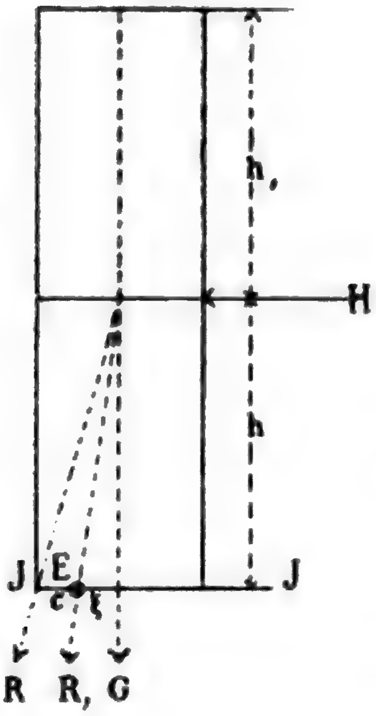


Das ist also die Formel, welche abgeleitet ist für einen Stab, welcher an einem Ende fest eingespannt ist und an dessen freiem Ende eine Kraft biegend einwirkt (siehe nebenstehende Abb. 22 und vergl. Landsberg a. a. O. S. 64).

Es ist mir mitgetheilt, dass dieses Verfahren in neuerer Zeit üblich sei. Das Moment M ist angesetzt $= H \cdot h$.

Nun ist aber doch unbestreitbar, dass durch die Uebermauerung oberhalb H die Widerstandsfähigkeit der Widerlagsmauer wesentlich erhöhet wird, wodurch sodann die Kantenspannung N sich vermindert.

Abb. 23.



Durch folgende Darlegung wird solches bewiesen. Die nebengezeichnete Mauer, Abb. 23, habe zunächst die Höhe h, und auf das obere Ende wirke der Horizontalschub H, von solcher Grösse, dass die Resultante R von H und dem Gewichte der Mauer G durch die linke Kante der Mauer schneide, so dass also die Grenze des Gleichgewichts vorhanden sei. Wird nun die Mauer um das Doppelte der Höhe erhöhet, so dass also das Gewicht 2 G beträgt, so schneidet die Resultante $R_{\prime}$ der beiden Kräfte H und 2 G die Sohle bei E, in der Mitte zwischen J und der Schwerachse G. Bei noch weiter gehender Erhöhung der Mauer nähert sich der Schnittpunkt noch entsprechend weiter der Schwerlinie, so dass also die

Entfernung des Punktes E von G, in vorstehender Gleichung S. 47 mit ξ bezeichnet, entsprechend kleiner, und die Entfernung JE, in vorstehender Gleichung S. 50 mit c bezeichnet, entsprechend grösser wird. Dadurch vermindert sich entsprechend der Werth der Druckspannung der äusseren Mauerkante.

Daraus ergiebt sich, dass die Berechnung des Kantendruckes bei Widerlagsmauern in der vorerwähnten Weise nach der Formel $N_2 = \frac{M \cdot z}{T}$ nicht zulässig ist.

Dieselbe ist aber auch deshalb unzulässig, weil darin das Eigengewicht der Widerlagsmauer, welches doch in Betreff der Standfähigkeit eine hochgewichtige Rolle spielt, ganz ausser Berücksichtigung bleibt.

Die Berechnung muss daher nach der vorstehend S. 51 u. f. bezeichneten Weise erfolgen.

§ 12. Die vorstehend im § 10 bezeichnete Berechnungsmethode des Kantendruckes der Mauern in Folge excentrischer Belastung ergiebt nun aber in vielen Fällen, und zwar bei Mauern, welche in den üblichen, durch die Erfahrung bewährten Stärken ausgeführt sind und sich seit langen Jahren als völlig standsicher erwiesen haben, einen so grossen Kantendruck, welcher weit über das als zulässig erachtete Maass der Belastung von frischem Mauerwerk hinausgeht. Ich will das durch einige Beispiele zeigen.

1) Bei einer gewölbten Eisenbahnbrücke, konstruirt nach den früher bei der hannoverschen Eisenbahn-Verwaltung, sowie bei den preussischen Eisenbahn-Verwaltungen bestandenen Vorschriften, nach welchen hunderte von Brücken mit bestem Erfolge ausgeführt sind, 12 m Spannweite, Höhe vom Fundament bis zum Kämpfer 6,0 m, Pfeilhöhe 2,0 m, Ueberschüttung über

dem Scheitel 1,3 m, Stärke der aus Bruchsteinen in Kalkmörtel ausgeführten Widerlagsmauer 5,0 m. Die gleichmässig vertheilte Belastung beträgt 3,36 kg/qcm. Die Resultante schneidet die Sohle in der Entfernung von der äussersten Mauerkante = 1,0 m. Das ist also der Punkt E der vorstehenden Abb. 19. Darnach berechnet sich der äusserste Kantendruck

$$N_{max} = \frac{2\,P}{3\,b\,c} = 11{,}2 \text{ kg/qcm.}$$

Die als zulässig erachtete Belastung von Bruchstein-Kalkmörtel-Mauerwerk ist aber nur 5 kg/qcm, also ist die berechnete Spannung $2^3/_5$ mal so gross.

2) Brücke der hannoverschen Eisenbahnen: Spannweite 9,1 m, ganze Höhe von der Fundamentsohle bis zur Bahnkrone 9,0 m, Höhe von der Sohle bis zum Kämpfer 6,0 m, Pfeilhöhe des Flachbogens 1,5 m, Stärke der Bruchstein-Widerlagsmauer 4,0 m. Die gleichmässig vertheilte Belastung beträgt 2,9 kg/qcm. Die Resultante schneidet die Sohle in der Entfernung von der äusseren Kante $= \frac{1}{5}$ der Mauerstärke. Der äusserste Kantendruck berechnet sich

$$N_{max} = \frac{2\,P}{3\,b \cdot c} = 9{,}7 \text{ kg/qcm,}$$

also ebenfalls erheblich über das zulässige Maass von 5 kg/qcm hinausgehend.

3) Bei einer Hochbau-Gewölbe-Konstruktion von 4,4 m Spannweite, Höhe bis zum Kämpfer 4,85 m, Pfeilhöhe 1,11 m, Uebermauerung über dem Scheitel 1,1 m, Stärke der Bruchstein-Widerlagsmauer 2,0 m, die gleichmässig vertheilte Last ist 2,4 kg/qcm. Die Resultante schneidet die Sohle in 0,4 m Entfernung von der äussersten Kante. Die Spannung der äussersten

Kante berechnet sich zu $N_{max} = 8,0$ kg, also auch weit über das zulässige Maass von 5 kg/qcm hinausgehend.

4) Bei einer Gebäude - Umfassungsmauer von 4 Geschossen je 3,5 m hoch, im 1. Geschosse = 77 cm stark, im 2. = 64 cm, im 3. = 51 cm, im 4. = 38 cm, die Absätze in der üblichen Weise nach innen vortretend, von Mauerziegeln in Kalkmörtel ausgeführt, berechnet sich, ohne Berücksichtigung der Gebälkelasten, der äussere Kantendruck an der Sohle in Folge excentrischer Belastung zu

$$N_{max} = 3,38 \text{ kg/qcm},$$

und an der Innenkante = 0.

Die Spannung von 3,38 kg ist nun zwar noch erheblich geringer als die zulässige, aber die grosse Ungleichheit des Druckes, an der äussern Kante 3,38 kg, an der innere Kante = Null, ist offenbar im hohen Grade bedenklich, weil dadurch eine ganz ungleiche Zusammendrückung des Mauerwerks, und eine sehr ungleiche Belastung des Bodens unter der Sohle veranlasst wird.

5) Bei einer aus Bruchsteinen in Kalkmörtel ausgeführten Thurmmauer von 5 Geschossen, das 1. Geschoss über Sockel 2,5 m stark, 8,4 m hoch, das 2. 2 m stark, 8,5 m hoch, das 3. 1,5 m stark, 9,6 m hoch, das 4. 1,0 m stark, 9,0 m hoch, das 5. 0,75 m stark, 5,0 m hoch, berechnet sich die äussere Kantenspannung zu $N = 13,30$ kg/qcm, und an der inneren Seite auf 30 cm Breite = 0. Zu den vorstehenden 13,30 kg kommt sodann noch in Folge Gewölbeschub hinzu 2,07 kg, so dass die ganze Spannung an der äussern Kante sich berechnet zu 15,37 kg/qcm, also weit über das zulässige Maass hinaus.

6) In den von mehreren Sachverständigen erstatteten Gutachten, betreffend den Einsturz eines im Bau begriffenen Thurmes, ist eine Kantenspannung von bezw. 20, 15, 13 kg/qcm nach der vorbesprochenen Methode berechnet. Das Mauerwerk war aus bossirten Sandbruchsteinen und Kalkbruchsteinen in Kalkmörtel ausgeführt, und es hat zur Zeit des Einsturzes die gleichmässig über die Grundfläche vertheilte Belastung in der Basisfuge 8,58 kg/qcm betragen. Der eine Sachverständige, eine anerkannte Autorität im Gebiete der Baumechanik, bemerkt zu der berechneten Spannung von 15 kg/qcm, dass diese Spannung durchaus keine aussergewöhnlich hohe sei. Daraus ist zu entnehmen, dass dieser Sachverständige auch in andern Fällen ähnlich hohe Spannungen berechnet hat, und er eine Gefährdung durch diese Spannung bei ausgeführten Bauwerken nicht gefunden hat.

§ 13. In der That haben viele, viele Bauwerke, bei denen ähnlich grosse Kantenspannungen, wie die vorhin angegebenen, nach der vorbesprochenen Berechnungs-Methode sich berechnen, durch die Erfahrung als völlig sicher sich erwiesen.

Der in den vorstehenden Fällen bezeichnete grosse Kantendruck geht aber weit über das als zulässig erachtete Maass der Beanspruchung hinaus, man befindet sich also vor einem Widerspruche, und ist vor die Alternative gestellt:

entweder kann das Mauerwerk ohne Gefährdung einen erheblich grösseren Druck ertragen, als den für zulässig anerkannten;

oder die Kantenspannung ist geringer, als sie nach der vorbesprochenen Berechnungsmethode sich ergiebt.

In Betreff der ersten Alternative ist hervorzuheben, dass die geltenden Sätze des zulässigen Druckes von Mauerwerk nach sorgfältigen, umfassenden Erfahrungen ermittelt, daher als richtig anzuerkennen sind.

Zwar scheint es auf den ersten Blick, dass der dabei angenommene 10fache Sicherheitsgrad sehr wohl ermässigt werden könne; es ist aber zu berücksichtigen, dass dieser hohe Sicherheitsgrad auf altes Mauerwerk, in welchem der Mörtel völlig steinartig erhärtet ist, sich bezieht. In frischem Mauerwerke, und insbesondere in frischem Kalkmörtel-Mauerwerke ist ein so grosser Sicherheitsgrad längst nicht vorhanden. Beim Vermauern poröser Steine (poröse Ziegel, poröse Sandsteine etc.) verliert allerdings gleich nach dem Vermauern der Mörtel den breiigen Zustand, da die porösen Steine dem Mörtel den grössten Theil seines Wassers entziehen, aber er ist zwischen den Fingern noch leicht zerreiblich; erst nach dem Austrocknen wird die Masse fester, bleibt aber doch noch längere Zeit leicht zerbrechlich und zerreiblich.

Die in den Mittheilungen der Königl. tech. Versuchsanstalten zu Berlin, 2. Jahrg. 1884 mitgetheilten Zerdrückungsversuche haben ergeben:

1) Mauerwerks-Würfel aus gewöhnlichen Mauerziegeln in Kalkmörtel (1 Thl. Kalk, 2 Thl. Sand), 3 Monate alt wurden vollständig zerdrückt durch 73—83 kg/qcm;

2) Der Kalkmörtel für sich durch 12,5 kg/qcm.

Diese Versuche sind für starkes Mauerwerk nicht gültig, da die Erhärtung des Mörtels in starken Mauern viel langsamer vor sich geht, als in kleinen Versuchsstücken. Demnach beträgt das Zerdrückungs-

5*

gewicht in starken Mauern erheblich weniger als 70 kg/qcm, und somit ist bei einer als zulässig angenommenen Belastung von 7 kg/qcm nach 3 Monaten noch längst keine 10 fache Sicherheit vorhanden.

Ganz besonders ungünstig ist das Verhalten des Kalkmörtels in Bruchsteinmauerwerk aus dichtem Gestein, z. B. dichtem Kalkstein, oder Granit, Syenit etc. Solches Gestein ist so wenig porös, dass es dem Mörtel nur sehr wenig Wasser entziehen kann. Wenn nun auch der Mörtel für solches Mauerwerk recht steif, d. h. mit möglichst wenig Wasser bereitet wird, so bleibt derselbe im Innern starker Mauern doch lange Zeit hindurch weich, also nachgiebig.

Bei dem eingestürzten westlichen Thurme der hiesigen evangelischen Garnisonkirche betrug zur Zeit des Einsturzes am 25. Juli 1893 die Belastung über dem Sockel 8,58 kg/qcm. Bei dem gleichen östlichen Thurme waren zu dieser Zeit bereits so erhebliche Risse, Verdrückungen und Ausbauchungen eingetreten, dass der Abbruch als geboten erachtet werden musste. Die Belastung dabei war ebenso wie bei dem westlichen Thurme. Diese Thürme waren aus Kalkbruchsteinen und quaderartig bossirten Sandsteinen in Kalkmörtel aufgeführt. Das 1. Geschoss war am 5. April 1892 begonnen, hatte also zur Zeit des Einsturzes ein Alter von $15\,^2/_3$ Monaten. Der Mörtel in den untern Schichten war noch leicht zerreiblich.

In meiner Schrift „Die Festigkeit der Baumaterialien, Hannover 1891“, habe ich S. 54 angeführt, dass bei einem in hiesiger Gegend ausgeführten Bau von Eis- und Bier-Lagerkellern das bei nassem Wetter in Kalkmörtel aufgeführte Ziegelmauerwerk schon bei einer Belastung von 4 bis 5 kg/qcm, und frisches, in

Digitized by Google

Kalkmörtel ausgeführtes Bruchsteinmauerwerk bei 3 bis 3,5 kg/qcm nachzugeben begann.

Die Belastung von Mauerwerk darf aber nicht grösser sein, als dasselbe bei der Ausführung völlig sicher zu ertragen vermag, und somit muss man, unter Berücksichtigung des Vorstehenden, in der Ueberzeugung bestärkt werden, dass die Vorschrift der Bau-Abtheilung des Königl. Preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 16. Mai 1890 über die zulässige Belastung von Mauerwerk, und zwar:

	kg/qcm
Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel	5
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel ..	7
Ziegelmauerwerk in Cementmörtel...........	12
Bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel ...	14—20
Mauerwerk aus porigen Steinen, je nach der Festigkeit derselben	3—6

als völlig berechtigt anzuerkennen ist.

Somit ist die vorhin aufgestellte erste Alternative zu verneinen und darnach die zweite Alternative als gültig zu erachten, nämlich dass bei excentrischer Belastung von Mauerwerk die Kantenspannung geringer ist, als die vorbesprochene Berechnungs-Methode sie ergiebt.

§ 14. Von mehreren Seiten ist die Ansicht ausgesprochen, dass die Gesetze der Biegungs-Elasticität auf Mauerwerk nicht anwendbar seien, insbesondere nicht auf frisches Kalkmörtelmauerwerk. Diese Ansicht ist in Betreff des Cementmauerwerks als berechtigt nicht anzuerkennen.

Der Cement-Beton hat bekanntlich einen höheren Grad der Biegungsfestigkeit. Man wendet ihn in aus-

Digitized by Google

gedehntestem Maasse zu Deckenkonstruktionen an, wobei also die Biegungsfestigkeit in Anspruch genommen wird.

Wie im § 7 angegeben, ist für Cement und Cement-Beton nach drei Monaten anzunehmen:

die Druckfestigkeit K_d . . . . = 160 kg/qcm
die Zugfestigkeit K_z . . . . = 18 kg/qcm

Bei zunehmendem Alter erhöhen sich diese Werthe.

Die Biegungsfestigkeit beträgt etwa $^1/_4$ der Druckfestigkeit.

Ebenso oder doch ähnlich ist das Verhalten des Cementmörtel-Mauerwerks.

Bei altem Kalkmörtel-Mauerwerke, in welchem der Mörtel steinhart geworden, ist unbestreitbar ein hoher Grad der Zugfestigkeit, und somit auch ein hoher Grad der Biegungsfestigkeit vorhanden.

Erheblich ungünstiger ist das Verhalten des frischen Kalkmörtel-Mauerwerks. Dasselbe hat nach 3 Monaten, ja auch nach 12 Monaten nur einen geringen Grad der Zugfestigkeit, und somit also auch nur einen geringen Grad der Biegungsfestigkeit.

Meines Wissens ist die Zugfestigkeit derartigen Mauerwerks durch Versuche noch nicht ermittelt, und deshalb die Bitte an die Versuchsanstalten berechtigt, im Interesse der Wissenschaft als auch wegen des hohen Werthes für die Baupraxis, durch Versuche die Zugfestigkeit von Kalkmörtel-Mauerwerk zu ermitteln. Diese Versuche müssen an in Kalkmörtel vermauerten Steinen ausgeführt werden, und nicht mit blossen Kalkmörtelstücken, weil bei diesen der Festigkeitsgrad geringer ist als bei dem Mörtel der Steinfugen. Auch müssen die kleinen Versuchs-Mauerstücke, von Mauerwerk zunächst 3—12 Monate umschlossen gehalten werden, um dieselbe Beschaffenheit zu erlangen, welche in starken

Mauern vorhanden ist. Würden die kleinen Versuchsstücke ohne weiteres der freien Luft ausgesetzt werden, so würden sie einen höheren Festigkeitsgrad ergeben, als er in starken Mauern vorhanden ist.

Die Zugfestigkeit der Steine beträgt nach Bauschinger etwa $^1/_{26}$ der Druckfestigkeit. So gross ist die Zugfestigkeit von 3 bis 6 Monate alten Kalkmörtel-Mauern gewiss nicht. Vorläufig mag angenommen werden, dass die Zugfestigkeit von solchem Mauerwerke etwa $^1/_{36}$ der Druckfestigkeit beträgt.

Die Druckfestigkeit von gewöhnlichem Kalkmörtel-Ziegelmauerwerk ist = 70 kg/qcm, demnach ist die Zugfestigkeit bis auf Weiteres zu 2,0 kg/qcm anzunehmen.

§ 15. Unter diesen Annahmen, und unter der vorläufigen Annahme, dass das Elasticitätsgesetz auf frisches Kalkmörtel-Mauerwerk angewandt werden könne, sowie unter Beachtung des Umstandes, dass bei der Biegung von Mauerwerk eine Verschiebung der neutralen Achse stattfindet, wie solche vorhin im 1. Abschnitte für solche Körper nachgewiesen ist, bei denen die Druck- und Zugfestigkeit verschieden gross sind, ergiebt sich für Kalkmörtel-Ziegelmauerwerk, 3 bis 6 Monate alt, Folgendes:

Die Druckfestigkeit ist anzunehmen zu 70 kg/qcm; die Zugfestigkeit vorläufig zu 2,0 kg/qcm; das Verhältniss der Zug- zur Druckfestigkeit ist darnach 1 : 36 (an der Bruchgrenze).

Die zulässige Belastung ist anzunehmen zu 7 kg/qcm.

Die in einem vorliegenden Falle vorhandene, gleichmässig vertheilte Belastung betrage 3 kg/qcm;

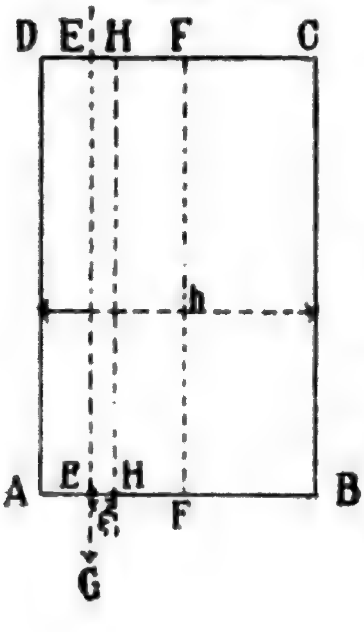
die zulässige Beanspruchung auf Biegung ist anzunehmen zu $^1/_4$—$^1/_5$ der Biegungsfestigkeit.

Darnach ergiebt sich folgende Tabelle (vergl. §§ 6 u. 7):

In Anspruchnahme auf Biegung	Auf 1 qcm kg Zug K_z	Druck K_d	Verhältniss von K_z	: K_d
P	2,0	70	1 :	$1+35=36$
$\frac{1}{4}P$	0,5	5	1 :	$1+\frac{35}{4}=10$
$\frac{1}{5}P$	0,4	3,2	1 :	$1+\frac{35}{5}=8$

Für die beispielsweise angenommene gleichmässig vertheilte Belastung von 3 kg/qcm ergiebt sich das Verhältniss von Zug zu Druck wie 1 : 8, also das Verhältniss der Entfernungen der neutralen Achse von den Aussenkanten der Mauer bezw. auf der Druckseite und der Zugseite, $h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{8} = 1 : 2{,}8$, also $h_{II} = 0{,}26\,h$ und $h_I = 0{,}74\,h$, wenn man die Stärke der Mauer mit h bezeichnet (der leichtern Vergleichung halber mit der Bezeichnung im 1. Abschnitte).

Abb. 24.



Die nebenstehende Abb. 24 stelle vor den Vertikal-Durchschnitt eines Mauerpfeilers $ABCD$ aus Ziegeln in Kalkmörtel, mit rechteckiger Grundfläche. Die Mittellinie FF ist die Schwerpunktachse. Bei der vorstehend angenommenen Belastung von 3 kg/qcm ist nach der vorstehenden Ermittelung die verschobene neutrale Achse HH von der linken Druckseite $= 0{,}26\,h$ ent-

fernt. Wirkt nun die excentrische Last G in dem Punkte E, in der Entfernung HE, links von der neutralen Achse HH, so ist diese Entfernung HE der Werth ξ der früher angegebenen Formel, da die neutrale Achse HH die Drehachse ist, nicht aber die Mittellinie FF.

Folgendes Beispiel zeigt den grossen Unterschied der beiden fraglichen Berechnungs-Methoden. Der Mauerwerkspfeiler Abb. 24 habe die Stärke $h = 100$ cm und die Breite 100 cm, also die Grundfläche = 10000 qcm. Die excentrische Kraft $G = 30000$ kg. wirke bei E in der Entfernung von $A = 20$ cm. Die Drehachse HH ist nach der vorstehenden Ermittelung von A entfernt $= 0,26\,h = 26$ cm, also ist $EH = \xi = 6$ cm. Darnach berechnet sich die Vergrösserung des Kantendrucks bei A nach der Formel

$$N_2 = \frac{G \cdot \xi \cdot z}{T} = \frac{30\,000 \cdot 6 \cdot 26}{14\,093\,000} = 0,33 \text{ kg.}$$

(Das Trägheitsmoment T, bezogen auf die Achse HH, ist

$$T = \frac{100 \cdot 100^3}{12} + 100 \cdot 100 \cdot 24^2.)$$

Die Vergrösserung des Kantendrucks bei A beträgt also nach vorstehender Berechnung 0,33 kg/qcm, somit der ganze Kantendruck $3 + 0,33 = 3,33$ kg.

Dagegen ergiebt sich für das vorstehende Beispiel der ganze Kantendruck nach der im § 10, Seite 50, Abb. 18 angeführten Methode zu $3\frac{1}{3} \times 3$ kg $= 10$ kg/qcm.

Greift die excentrisch wirkende Kraft G in der neutralen Achse HH, oder in einem Punkte zwischen H und der Mittellinie F an, so ist ein Drehmoment nicht vorhanden, und findet dann also eine Vergrösserung des Kantendruckes über die gleichmässig vertheilte Belastung nicht statt.

Nach meiner Ueberzeugung, die ich nachfolgend näher begründen werde, ist das Elasticitätsgesetz auf frisches Kalkmörtel-Mauerwerk nicht anwendbar, und daher das vorstehend ermittelte Resultat als richtig nicht anzuerkennen.

Für einen in Cementmörtel ausgeführten Pfeiler von 1,0 m Stärke und 1,0 m Breite stellt sich die Berechnung wie folgt:

Die Druckfestigkeit ist anzunehmen zu 160 kg und die Zugfestigkeit zu 18 kg/qcm (an der Bruchgrenze), also das Verhältniss der Zug- zur Druckfestigkeit wie 1 : 9.

Die zulässige Belastung ist anzunehmen zu 12 bis 13 kg/qcm.

Die gleichmässig vertheilte Belastung betrage beispielsweise 4 kg/qcm.

Darnach ergiebt sich folgende Tabelle (vergl. §§ 6 u. 7.):

Inanspruchnahme auf Biegung	Auf 1 qcm kg Zug K_z	Druck K_d	Verhältniss von K_z :	K_d
P	18	160	1 :	$1+8=9$
$\frac{1}{4}P$	4,5	13	1 :	$1+\frac{8}{4}=3$
$\frac{1}{5}P$	3,6	9,3	1 :	$1+\frac{8}{5}=2^3/_5$
$\frac{1}{6}P$	3	7	1 :	$1+\frac{8}{6}=2^1/_3$
$\frac{1}{7}P$	2,6	6	1 :	$1+\frac{8}{7}=2^1/_7$
$\frac{1}{8}P$	2,25	4,5	1 :	$1+\frac{8}{8}=2$

Für die angenommene gleichmässig vertheilte Belastung von 4 kg/qcm ergiebt sich das Verhältniss von Zug zu Druck wie 1 : 2, also das Verhältniss der Entfernungen der neutralen Achse von den Aussenkanten der Mauer bezw. auf der Druckseite und der Zugseite $h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{2} = 1 : 1{,}4$, also $h_{II} = 0{,}4\, h$ und $h_I = 0{,}6\, h$.

Wirkt nun die excentrische Last G in der Entfernung AE (Abb. 24) $= \frac{1}{5} h = 20$ cm, so ist die Entfernung dieses Angriffspunktes von der neutralen Achse $HH = \xi = 20$ cm, und sonach berechnet sich die Vergrösserung des Kantendruckes bei A

$$N_2 = \frac{G \cdot \xi \cdot z}{T} = \frac{40000 \cdot 20 \cdot 40}{9333000}$$

$= 3{,}4$ kg,

Dazu........ $= 4{,}0$ kg gleichförmig vertheilt

$= 7{,}4$ kg/qcm.

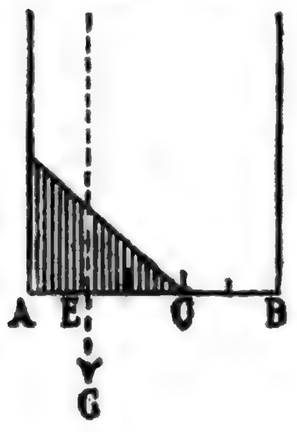
Dagegen ergiebt die im § 10 Seite 50 angeführte Methode $3^1/_3 \times 4$ kg $= 13^1/_3$ kg/qcm.

Derselbe Betrag ergiebt sich auch für Kalkmörtel-Mauerwerk, falls dabei die gleichmässig vertheilte Belastung 4 kg/qcm beträgt.

Ist die gleichmässig vertheilte Belastung eine grössere, so berechnet sich nach der vorbezeichneten Methode auch ein noch grösserer Kantendruck. Bei einer gleichmässig vertheilten Belastung von 5 kg/qcm ergiebt sich der Kantendruck in den vorstehend behandelten Beispielen zu $3^1/_3 \times 5$ kg $= 16^2/_3$ kg/qcm, und bei einer gleichförmig vertheilten Belastung von 6 kg/qcm berechnet sich der Kantendruck zu $3^1/_3 \times 6$ kg $= 20$ kg/qcm.

§ 16. Einen solch grossen Druck, welcher weit über das Maass der zulässigen Belastung hinaus geht, kann das Mauerwerk, besonders das frische Kalkmörtel-Mauerwerk nicht ertragen.

Abb. 25.



Ausserdem kommt sodann noch in Betracht die grosse Ungleichmässigkeit des Druckes, welche nach der dreieckigen Druckfigur (Abb. 25) innerhalb der Mauerstärke sich ergiebt.

Ist der Angriffspunkt der excentrisch wirkenden Last G in E von der Kante A $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke entfernt, so ist

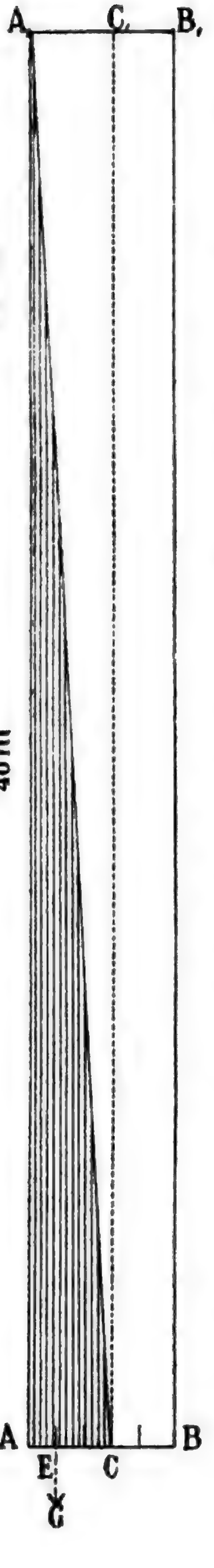


Abb. 26.

der wirksame Querschnitt $AC = \frac{3}{5}$ der Grundfläche AB, und es ergiebt sich darnach der Kantendruck bei A zu $3\,{}^1\!/_3$ mal der über die ganze Grundfläche AB gleichmässig vertheilten Belastung. Wird diese nun zu nur $2\,{}^1\!/_2$ kg/qcm angenommen, so beträgt der Kantendruck bei $A = 8$ kg/qcm.

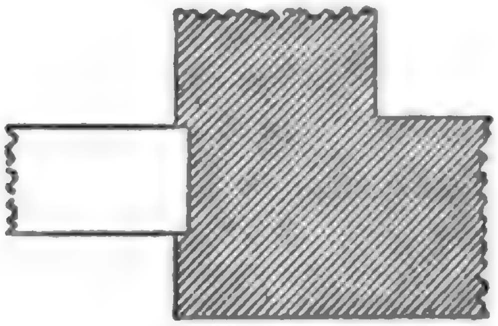
1 cbm Ziegelmauerwerk wiegt 1600 kg, also ein Prisma von 1 qcm Grundfläche und 1,0 m Höhe $= \frac{1600}{10000} = \frac{1}{6}$ kg. Demnach beträgt die Höhe eines Mauerwerkskörpers, der an seiner Sohle einen Druck von 8 kg auf das qcm ausübt, 48 m.

Um sich nun eine richtige Vorstellung von der fraglichen Druckwirkung zu machen, habe ich in der nebenstehenden Abb. 26 die vorermittelte Höhe von 48 m nach demselben Maassstabe aufgetragen, nach welchem die Stärke der Mauer AB = 5 m gezeichnet ist. Das Dreieck ACA_1 bezeichnet die Druckfigur. Darnach ist an der linken Aussenseite der Mauer der volle Druck von 48 m Höhe vorhanden, von da nimmt der Druck stark ab bis C, woselbst der Druck = 0 ist. In dem rechten Theile der Mauer CB soll ein Druck nicht vorhanden sein.

Darnach ist also in der Mauer eine ganz erheblich ungleiche Druckwirkung vorhanden, so dass dieserhalb das in Kalkmörtel ausgeführte Mauerwerk nicht standfähig ist. In Folge des so sehr ungleichen Druckes ist die Zusammendrückung gleichfalls erheblich ungleich, so dass die Steine zerbrochen werden, und somit eine solche Zerklüftung entsteht, dass der Einsturz unzweifelhaft eintreten muss.

Die Erfahrung hat gelehrt, dass wenn Mauern von erheblich verschiedener Höhe mit einander im Verbande ausgeführt sind, an der Anschlussstelle die eingreifenden Steine abgebrochen werden und eine vollständige Trennungsfuge entsteht. Das höhere Mauerwerk wird in Folge des grösseren Druckes stärker zusammen gepresst, auch der Erdboden unter demselben stärker gepresst, als bei dem niedrigeren Mauerwerke. Das ist z. B. der Fall bei dem Anschlusse der Kirchenmauern an die Thürme, sowie beim Anschlusse der Gebäudemauern an hohe Schornsteine u. s. w. Daraus hat sich die Lehre ergeben, Mauerwerke von erheblich verschiedenen Höhen nicht mit einander im Verbande auszuführen, sondern die niedrigen Mauern in einen Falz der höheren Mauern eingreifen zu lassen, wie Abb. 27 zeigt.

Abb. 27.



Erheblich gefährlicher ist die stark ungleiche Druckwirkung innerhalb der Stärke ein und derselben Mauer; es entstehen drei abgetrennte Lamellen, welche mehr oder weniger zertrümmert werden, so dass der Einsturz erfolgen muss.

Digitized by Google

Dieser Vorgang ist nun aber bei regelrecht ausgeführten Mauerwerken nicht beobachtet. Bei den Widerlagsmauern grösserer Brücken z. B., in denen in Folge des Gewölbeschubes eine stark excentrische Druckwirkung stattfindet, hat man bei regelrechter Ausführung des Mauerwerks die vorbezeichnete Zerstörung nicht gefunden. Wenn das Mauerwerk regelwidrig, im Innern z. B. aus Bruchsteinen als sogen. Füllmauerwerk ausgeführt ist, dann haben sich freilich Zerstörungen ergeben, diese sind dann aber die Folge der schlechten Ausführung. Bei regelrecht ausgeführtem Mauerwerke hat sich in Folge der stattfindenden excentrischen Druckwirkung eine derartige Zerstörung nicht gezeigt.

Darnach muss man also auch aus diesem Grunde in der Ueberzeugung bestärkt werden, dass die fragliche Theorie der Druckvertheilung für frisches Kalkmörtel-Mauerwerk keine Gültigkeit hat.

Diese Theorie hat unzweifelhaft Gültigkeit für Schmiedeeisen und Stahl, da bei diesen Materialien die neutrale Achse durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche geht; bei Gusseisen, Holz, Stein- und Cementkörpern ist die Verschiebung der neutralen Achse in Berücksichtigung zu ziehen, auf frisches Kalkmörtel-Mauerwerk kann aber, nach meiner gewonnenen Ueberzeugung, die so modificirte Theorie nicht angewandt werden.

Das frische Kalkmörtel-Mauerwerk ist kein derartig einheitlicher, elastischer Körper, als die anderen vorgenannten Körper. Der Kalkmörtel bleibt lange Zeit hindurch zerreiblich, verschieblich, quetschbar; er wird unter starkem Drucke in sich zusammengedrückt, in die Poren der Steine und Zwischenräume hineingepresst und auch aus den Fugen herausgequetscht,

auch vermindert sich in Folge des Austrocknens sein Volumen. In Folge dieser Vorgänge tritt eine erhebliche Höhenverminderung, das sogen. Setzen, ein. Nach Aufhören des Druckes kehrt das Mauerwerk nicht in den früheren Zustand zurück, wie bei elastischen Körpern. Wirkt ein starker Druck auf einen kleinen Theil der Oberfläche, so vertheilt sich der Druck in Folge des Steinverbandes in das umgebende Mauerwerk. Das Verhalten des frischen Kalkmörtel-Mauerwerks bei starker Belastung ist also ein wesentlich anderes als das Verhalten der übrigen vorgenannten Körper, und sonach ist es erklärlich, dass die Biegungs-Theorie und die daraus abgeleitete Druckvertheilung auf frisches Kalkmörtel-Mauerwerk keine Anwendung finden kann.

Demnach kann die vorhin im § 15 versuchte Anwendung jener Theorie auf solches Mauerwerk, und das daraus gewonnene Resultat als richtig nicht anerkannt werden.

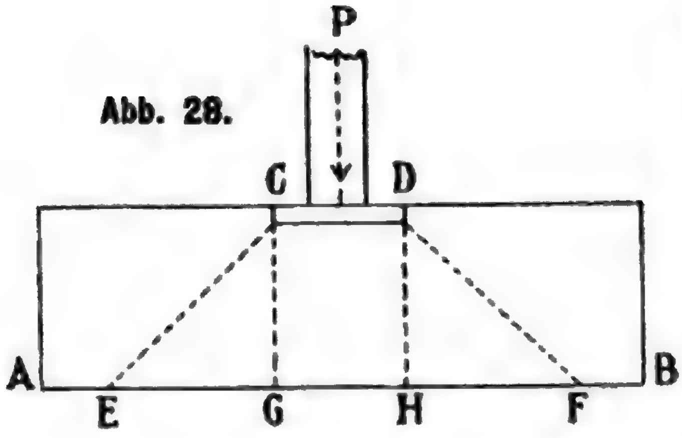
Man kann sich der Erkenntniss nicht verschliessen, dass durch eine grosse, stark excentrisch wirkende Kraft eine stärkere Spannung veranlasst wird, als jenes Resultat ergeben hat. Zwar ist nicht zu bestreiten, dass in Folge des Mauerverbandes eine Uebertragung des Druckes, und somit eine Vertheilung desselben stattfindet, aber es muss höchst unwahrscheinlich erscheinen, dass diese Wirkung eine so grosse ist, als es nach jenem Resultate der Fall sein müsste.

§ 17. Somit muss eine andere Lösung der obschwebenden Frage erstrebt werden.

Zunächst will ich Einiges bemerken in Betreff der eben erwähnten Druck-Uebertragung in Folge des Mauerverbandes.

Digitized by Google

Abb. 28.



Wirkt auf eine Mauer von grösserer Länge AB, Abb. 28, ein stark belasteter Pfeiler CD, so muss unter demselben ein Unterlagsquader, oder eine gusseiserne Unterlagsplatte angewandt werden, von solcher Grösse, dass der Druck auf das Mauerwerk nicht über das zulässige Maass hinausgeht. In Folge der starken Pressung entstehen alsdann ab und an Trennungsfugen CE und DF, und zwar bei Ziegelmauerwerk etwa unterm Winkel von 45^0, und bei Bruchsteinmauerwerk unterm Winkel von 60^0. Nach diesen Linien CE und DF findet also die Druckübertragung statt, so dass an der Sohle EF eine gleichmässige, oder doch eine nahezu gleichmässige Druckvertheilung entsteht. Ist der Druck bei CD ein sehr grosser, das Steinmaterial leicht zerbrechlich oder die Vermauerung schlecht ausgeführt, so entstehen alsdann vertikale Trennungsfugen CG und DH, wobei die verbandmässig durchgreifenden Steine durchbrochen werden. Andernfalls aber ist das Verhalten so wie vorhin angegeben.

Abb. 29.

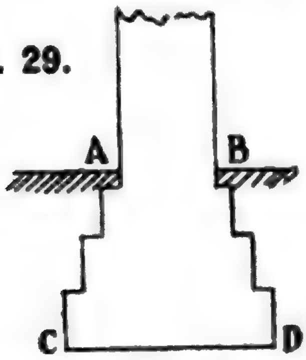
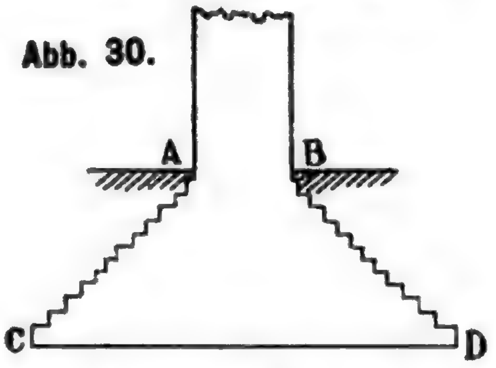


Abb. 30.



Darauf gründet sich auch die Erbreiterung der Fundamente, Abb. 29 und Abb. 30. Dadurch wird

Digitized by Google

der Druck AB auf die grössere Grundfläche CD übertragen und somit auf die Flächeneinheit des Erdbodens ein geringerer Druck gebracht als bei AB vorhanden ist.

Durch diese, im Bauwesen von jeher in ausgedehntester Anwendung stehende, und bewährt befundene Anordnung ist unzweifelhaft erwiesen, dass das Mauerwerk die Eigenschaft besitzt bis zu einem gewissen Grade den darauf wirkenden Druck in Folge des Mauerverbandes zu übertragen.

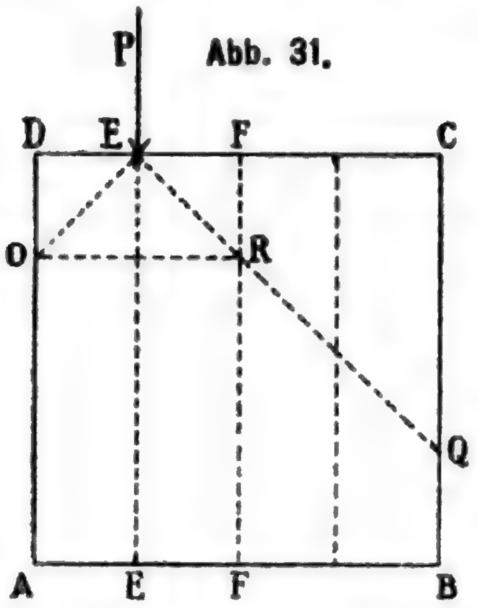
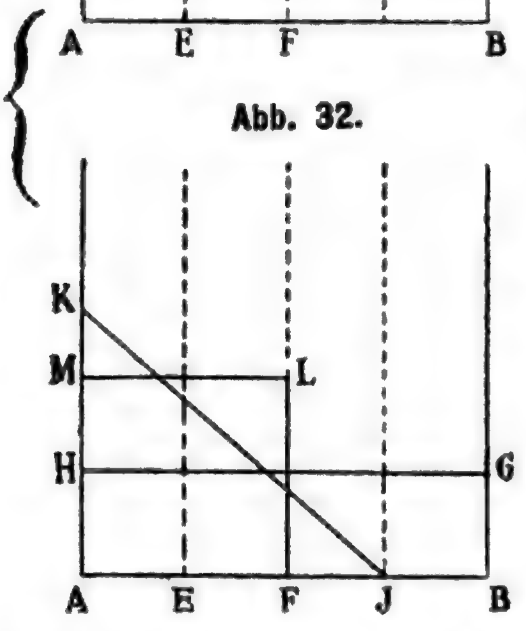


Abb. 31.

Abb. 32.


§ 18. Die vereinigte Schwerlinie einer excentrisch wirkenden Kraft und der, Abb. 31 im Querschnitt gezeichneten Mauer $ABCD$, habe ihren Angriffspunkt bei E in der Entfernung $DE = \frac{1}{4}$ der Mauerstärke DC, so würde nach der im § 10 unter Nr. 2 beschriebenen Theorie der Kantendruck bei A sich ergeben zu

$N_{max} = \frac{2\,P}{3\,b\,c}$, das ist $2\frac{2}{3}$ mal so gross als der über die ganze Grundfläche AB gleichmässig vertheilte Druck.

Ist nun in Abb. 32 der gleichmässig vertheilte Druck $ABGH$, so ergiebt sich die Druckfigur nach der vorstehenden Formel zu AJK, worin AK das $2\frac{2}{3}$ fache des gleichmässig vertheilten Druckes AH ist.

Denkt man sich nun die Mauer in der Mitte nach *FF* durchschnitten, so wirkt dann die Kraft *P* bei *E* mitten auf die linke Hälfte, und es ist dann der Druck an der Sohle *AF* gleichmässig vertheilt, doppelt so gross als die über die ganze Mauer *AB* gleichmässig vertheilte Kraft. Die in Abb. 32 gezeichnete Druckfigur ist *AFLM*.

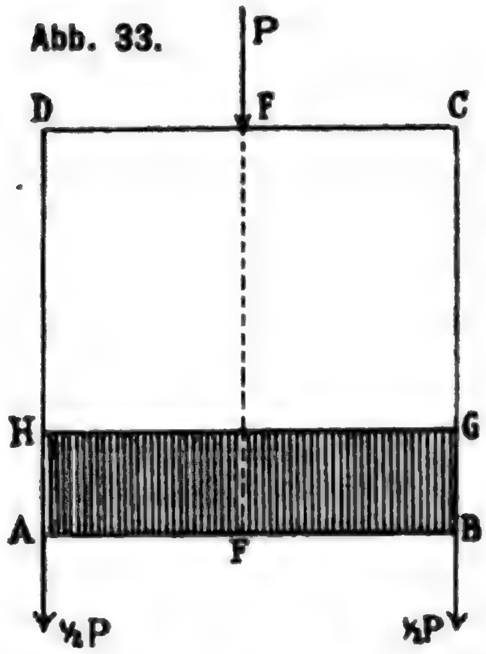
In diesem Falle also, in welchem die Kraft auf die Hälfte der Mauer *ABCD* wirkt, beträgt der Kantendruck bei *A* nur das 2fache des gleichmässig auf die ganze Mauer *AB* vertheilten Druckes, während nach der vorbezeichneten Theorie der Kantendruck bei *A* das $2^2/_3$ fache des gleichmässig vertheilten Druckes betragen soll. Das muss als höchst unwahrscheinlich erscheinen.

In der ungetheilten Mauer, Abb. 31, findet die Druckvertheilung nach den Linien *EO* und ER*Q* statt. Bis zur Linie *OR* ist die Druckvertheilung nach links und nach rechts gleich; von da an hört aber die Vertheilung nach links auf, nach der rechten Seite hin schreitet aber die Druckvertheilung bis *Q* fort. Dadurch wird die Spannung bei *O* bis zu einem gewissen Grade vermindert, so dass also die Spannung bei *A* geringer wird als das Doppelte des gleichmässig über die ganze Grundfläche *AB* vertheilten Druckes.

§ 19. Früher hat man dem Einflusse excentrisch wirkender Kräfte auf Mauerwerk wenig oder gar keine Beachtung erwiesen, man hat angenommen, dass durch den Steinverband eine gleichmässige Vertheilung des Druckes an der Sohle bewirkt werde. Diese Annahme kann aber als berechtigt nicht anerkannt werden, sie steht mit dem Gesetze der Schwerkraft entschieden im Widerspruche.

Dieses Gesetz giebt Veranlassung zu folgender Erwägung.

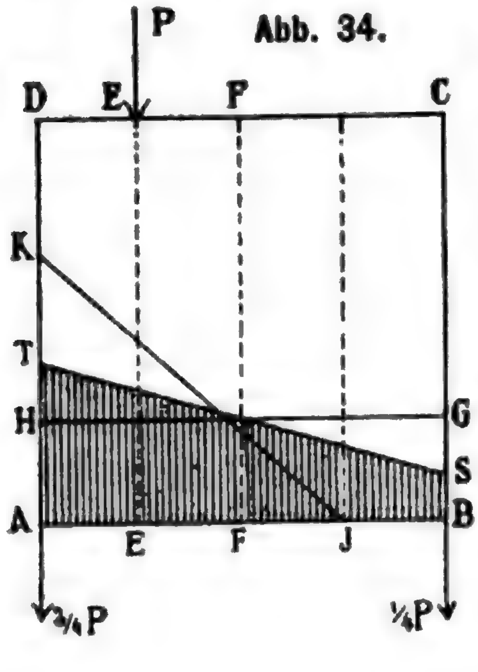
Abb. 33.



Wirkt auf die, Abb. 33 im Querschnitt gezeichnete Mauer *ABCD*, in deren Mitte *F* die Last *P*, so vertheilt sich bekanntlich der Druck gleichmässig über die Grundfläche *AB*; auf jede Einheit (jedes qcm) kommt ein gleich grosser Druck, und somit ist also auch der Kantendruck bei *A* und *B* ebenso gross.

Denkt man sich die Sohle *AB* nur an den beiden Endpunkten *A* und *B* unterstützt, dazwischen aber frei, so kommt auf jedes der beiden Enden der Druck von $^1/_2\,P$. Diese Drücke verhalten sich also wie die Hebelarme $AF : BF = 1 : 1$. Dasselbe Verhältniss ist bei dem über die ganze Grundfläche *AB* vertheilten Drucke hinsichtlich des Druckes auf das qcm an den beiden Kanten *A* und *B* vorhanden.

Abb. 34.

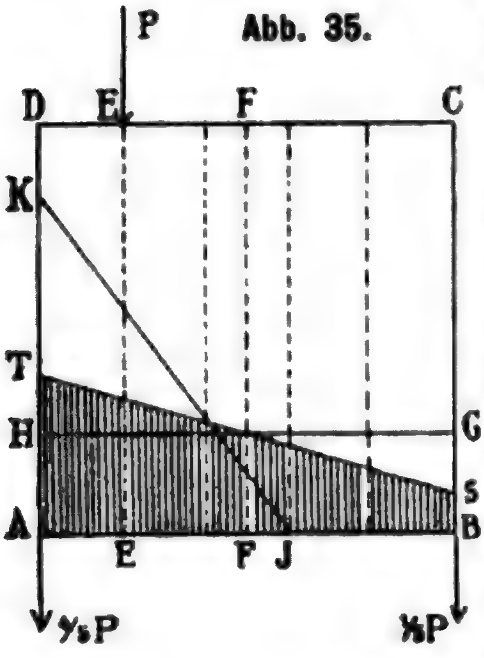


Wirkt nun aber nach Abb. 34 die Last *P* excentrisch bei *E* in der Entfernung von $^1/_4$ der Mauerstärke von der äussern Kante *AD*, wie im vorstehenden § 18 abgehandelt ist, so kommt dann auf die Enden der frei gedachten Sohle bei *A* der Druck von $^3/_4\,P$ und bei *B* der Druck von $^1/_4\,P$, nach dem umgekehrten Verhältnisse der beiden Hebelarme *AE* und *BE*.

Es kann nun wohl angenommen werden, dass auch die Einheitsdrücke bei der durchweg unterstützten Sohle *AB* an den Kanten *A* und *B* ungefähr, annähernd in dem gleichen Verhältnisse von 3 : 1 stehen werden, unter Berücksichtigung der ausgleichenden Einwirkung der Druckvertheilung durch den Steinverband. Darnach ergiebt sich der Kantendruck auf die Einheit bei *A* zu dem $1\frac{1}{2}$ fachen, und bei *B* zu dem $\frac{1}{2}$ fachen des gleichmässig vertheilten Druckes. Eine streng mathematische Ermittelung wird in diesem Falle nicht zu erreichen sein, weil sich die Einwirkung des Steinverbandes auf die Druckvertheilung nicht genau feststellen lässt. Man wird sich also, gestützt auf die vorliegenden Erfahrungen, mit einer ungefähren, annähernden Feststellung begnügen müssen. Ich werde nachfolgend nachweisen, dass die vorstehende Annahme recht gut mit den Erfahrungen stimmt.

Die nach dem Vorstehenden sich ergebende ungefähre Druckfigur ist in der Abb. 34 mit *ABST* bezeichnet. *ABGH* bezeichnet den gleichmässig vertheilten Druck, und *AJK* die Druckfigur, nach der im § 10 bezeichneten Theorie.

Abb. 35.



Wirkt die Last *P* nach der Abb. 35 in der Entfernung von $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke von der äusseren Kante *AD*, so ist das Verhältniss der beiden Hebelarme $AE : BE = 1 : 4$. Dem Vorstehenden gemäss ergiebt sich alsdann der Kantendruck auf die Einheit, bei *A* zu $1\frac{3}{5}$, und bei *B* zu $\frac{2}{5}$ der

gleichmässig vertheilten Belastung, und die ungefähre Druckfigur zu *ABST*. — *ABGH* bezeichnet den gleichmässig vertheilten Druck und *AJK* die Druckfigur nach § 10.

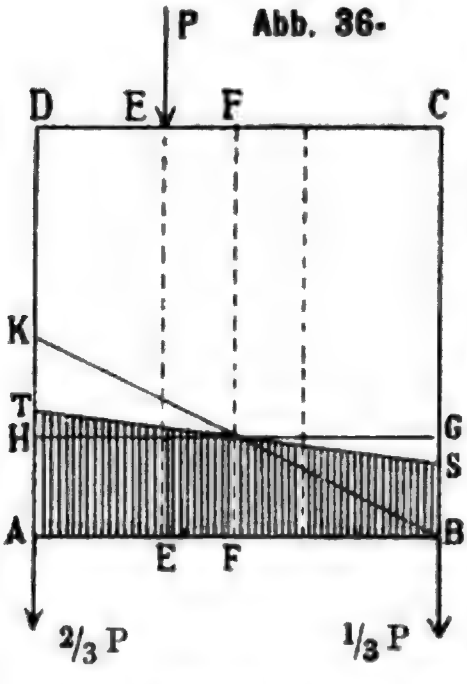


Abb. 36.

Wirkt die Last *P* in Abb. 36 in der Entfernung von $^1/_3$ der Mauerstärke von der äusseren Kante *AD*, so ist das Verhältniss der beiden Hebelarme $AE : BE = 1 : 2$. Darnach ergiebt sich der Kantendruck auf die Flächeneinheit, bei *A* zu $1\,^1/_3$ und bei *B* zu $^2/_3$ des gleichmässig vertheilten Druckes, und die ungefähre Druckfigur zu *ABST*. — *ABGH* bezeichnet den gleichmässig vertheilten Druck, und *ABK* die Druckfigur nach § 10.

§ 20. Die vorstehend erörterte Ermittelung der Kantendrücke von Mauern bei excentrischer Belastung, und zwar nach dem umgekehrten Verhältnisse der Entfernungen des Angriffspunktes der excentrisch wirkenden Kraft von den beiden Aussenkanten, stimmt sehr gut mit den Erfahrungsergebnissen überein, wie vorhin bereits bemerkt wurde. Es soll solches nun an den im § 12 angeführten Beispielen nachgewiesen werden.

Zu 1. Widerlager einer gewölbten Eisenbahnbrücke aus Bruchsteinen in Kalkmörtel. Die Resultante schneidet die Fundamentsohle in der Entfernung von 1,0 m von der äusseren Mauerkante, also in $^1/_5$ der Mauerstärke. Der gleichmässig über die Grund-

fläche vertheilte Druck ist 3,36 kg/qcm. Darnach ergiebt sich der Druck an der äusseren Kante zu $\frac{8}{5} \times 3{,}36$ kg $= 5{,}3$ kg/qcm, also nur wenig über die bei Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel zulässige Belastung von 5 kg/qcm hinaus.

Die Berechnung nach der § 10 bezeichneten Theorie ergab 11,2 kg/qcm.

Der Druck an der Innenkante ergiebt sich zu $\frac{2}{5} \times 3{,}36$ kg $= 1{,}34$ kg/qcm.

Zu 2. Widerlager aus Bruchsteinen in Kalkmörtel einer Eisenbahnbrücke. Die Resultante schneidet die Fundamentsohle in der Entfernung von $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke. Der gleichmässig über die Grundfläche vertheilte Druck ist 2,9 kg/qcm. Darnach berechnet sich der Druck an der äussern Kante zu $\frac{8}{5} \times 2{,}9 = 4{,}6$ kg/qcm, also noch etwas weniger als die zulässige Belastung von 5 kg/qcm. Die Berechnung nach § 10 ergab 9,7 kg. Der Druck an der Innenkante ergiebt sich zu $\frac{2}{5} \cdot 2{,}9$ kg $= 1{,}16$ kg/qcm.

Zu 3. Widerlager aus Bruchsteinen in Kalkmörtel einer Hochbau-Gewölbe-Konstruktion. Die Resultante schneidet die Fundamentsohle in $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke.

Digitized by Google

Der gleichmässig über die Grundfläche vertheilte Druck ist 2,4 kg/qcm. Darnach ergiebt sich der Druck an der äussern Kante zu $1^3/_5 \times 2,4$ kg = 3,8 kg/qcm, also auch weniger als die zulässige Belastung von 5 kg/qcm. Die Berechnung nach § 10 ergab 8,0 kg.

Der Druck an der Innenkante ergiebt sich zu $\frac{2}{5} \cdot 2,4$ kg = 0,96 kg/qcm.

Zu 4. Gebäude-Umfassungsmauer von Mauerziegeln in Kalkmörtel, 4 Geschosse, je 3,5 m hoch; im 1. Geschosse 77 cm stark, im 2. Geschosse 64 cm, im 3. Geschosse 51 cm, im 4. Geschosse 38 cm; die Absätze nach innen vortretend. Das ganze Gewicht auf 1 m Länge beträgt 8,06 cbm je 1600 kg = 12 896 kg, somit kommt auf 1 qcm der Sohle 1,7 kg gleichmässig vertheilter Druck. Die Schwerlinie des Profils ist an der Sohle von der Aussenseite 31 cm, und von der Innenseite 46 cm entfernt. Demnach verhält sich der Druck an der Aussenkante zu dem Drucke an der Innenkante wie 46 : 31, und darnach berechnet sich der Druck an der Aussenseite zu 2,0 kg, und der Druck an der Innenseite zu 1,4 kg/qcm. Die Berechnung nach § 10 ergiebt an der Aussenseite 3,38 kg und an der Innenseite Null.

Zu 5. Thurmmauer aus Bruchsteinen in Kalkmörtel, wie im § 12 unter Nr. 5 beschrieben. Daselbst ist bereits angegeben, dass nach § 10 der äussere Kantendruck einschliesslich Gewölbeschub zu 15,37 kg/qcm und an der Innenseite auf 30 cm Breite zu 0 sich berechnet, also sehr weit über das zulässige Maass hinaus.

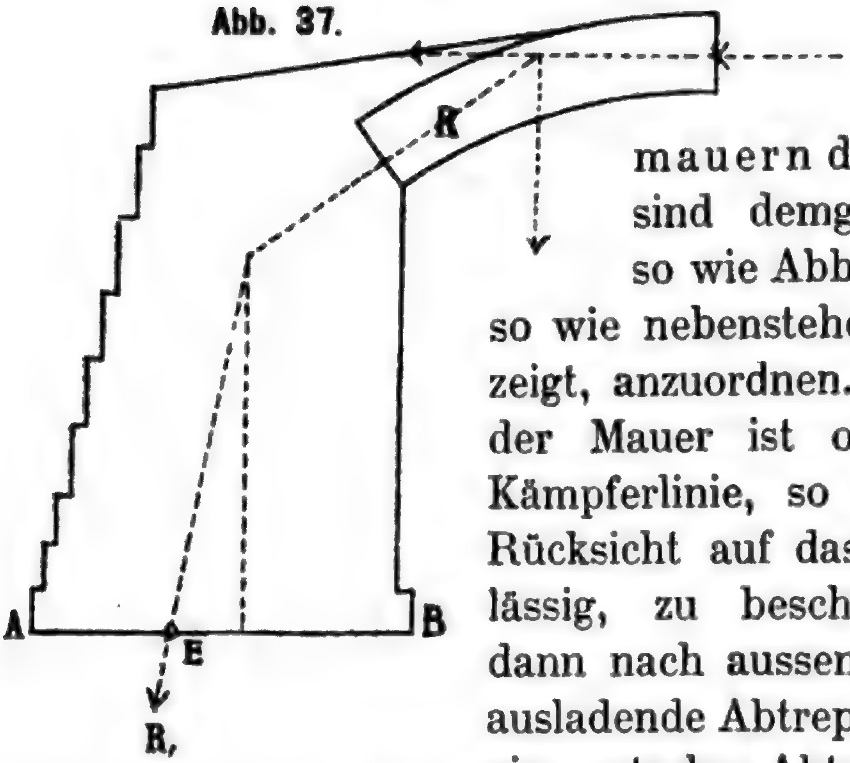
Das ganze Gewicht auf 1 m Länge beträgt 65,15 cbm je 2100 kg = 136 815 kg, sonach kommt gleichmässig vertheilter Druck auf je 1 qcm der Sohle 5,47 kg. Die Schwerlinie des Profils ist von der Aussenseite 113 cm und von der Innenseite 137 cm entfernt. Darnach verhält sich der Druck, im umgekehrten Verhältnisse stehend, an der Aussenkante zu 6,0 kg und an der Innenseite zu 4,94 kg/qcm (ohne Gewölbeschub).

In Betreff dieses Thurm-Mauerwerks ist zu bemerken, dass dasselbe nicht gewöhnliches Bruchstein-Mauerwerk ist, sondern in den unteren Geschossen grösstentheils aus lagerhaft bossirten Sandsteinquadern mit einer durchschnittlich 60 cm starken äusseren Verblendung aus lagerhaften Kalkbruchsteinen besteht. Dieses Mauerwerk hat selbstverständlich einen grösseren Grad der Tragfähigkeit als gewöhnliches Bruchstein-Mauerwerk.

§ 21. Die vorstehende Nachweisung ergiebt, dass bei den vorgeführten Beispielen der äussere Kantendruck in Folge der excentrischen Kraftwirkung theils garnicht, theils nur wenig über das zulässige Maass der Inanspruchnahme des Mauerwerks hinausgeht.

Es ergiebt sich daraus aber auch, dass die Druckvertheilung im Mauerwerke, und somit auch auf den Erdboden unter dem Fundamente in den meisten der angeführten Beispiele sehr beträchtlich ungleich ist. Dadurch wird aber unverkennbar die Sicherheit beeinträchtigt, und deshalb muss man als geboten erachten, die Excentricität thunlichst zu beschränken. Das führt zu verschiedenen Abweichungen von den bisher üblichen Konstruktionen.

Abb. 37.



Die Widerlagsmauern der Brücken sind demgemäss nicht so wie Abb. 19, sondern so wie nebenstehende Abb. 37 zeigt, anzuordnen. Die Stärke der Mauer ist oben, in der Kämpferlinie, so weit, als in Rücksicht auf das Gleiten zulässig, zu beschränken, sodann nach aussen eine kräftig ausladende Abtreppung, so wie eine starke Abtreppung der Fundamentmauer herzustellen. Dadurch wird erreicht, dass die Entfernung der äusseren Kante A von dem Punkte E, in welchem die Stützlinie die Fundamentsohle schneidet, erheblich grösser, und somit die Excentricität erheblich vermindert wird.

In den vorbesprochenen Beispielen Nr. 1 und 2, in denen die Entfernung AE nur $^1/_5$ der Mauerstärke beträgt, lässt sich unschwer, und mit nur geringem Mehraufwande an Mauerwerk, die Entfernung AE auf $^1/_3$ bringen, so dass alsdann der äussere Kantendruck nur das $1\,^1/_3$ fache des gleichmässig vertheilten Druckes beträgt.

Dieses Profil, Abb. 37, ist bereits von mehreren Baumeistern angewandt, in Erkenntniss des Umstandes, dass dabei die Kippungskante A weiter hinausgeschoben und dadurch der Widerstand gegen Kippen vergrössert wird.

Die Umfassungsmauern der Gebäude werden bekanntlich in ausgedehntestem Maasse so her-

Abb. 38.

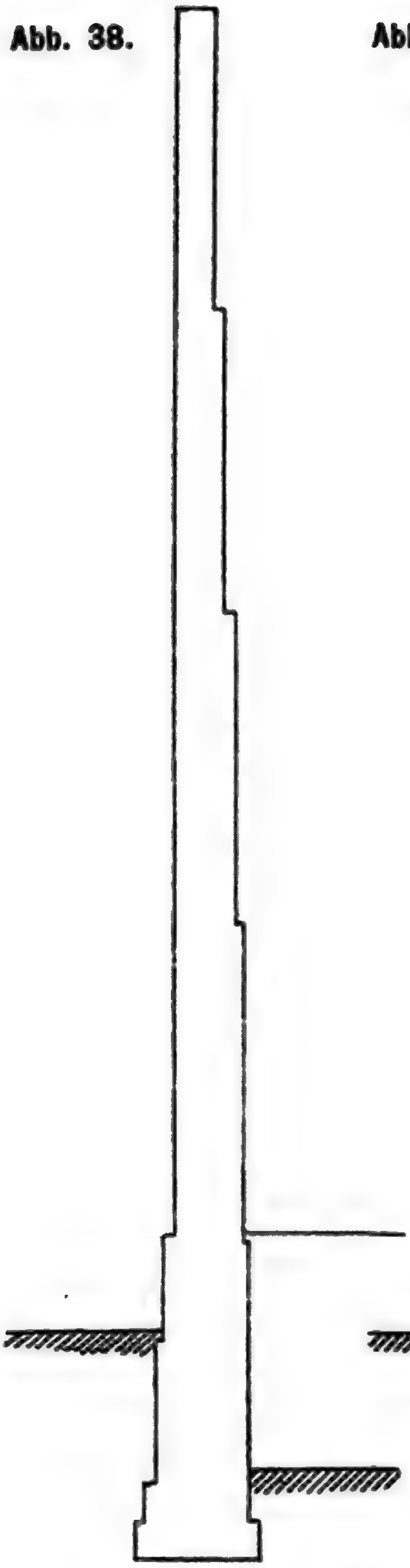
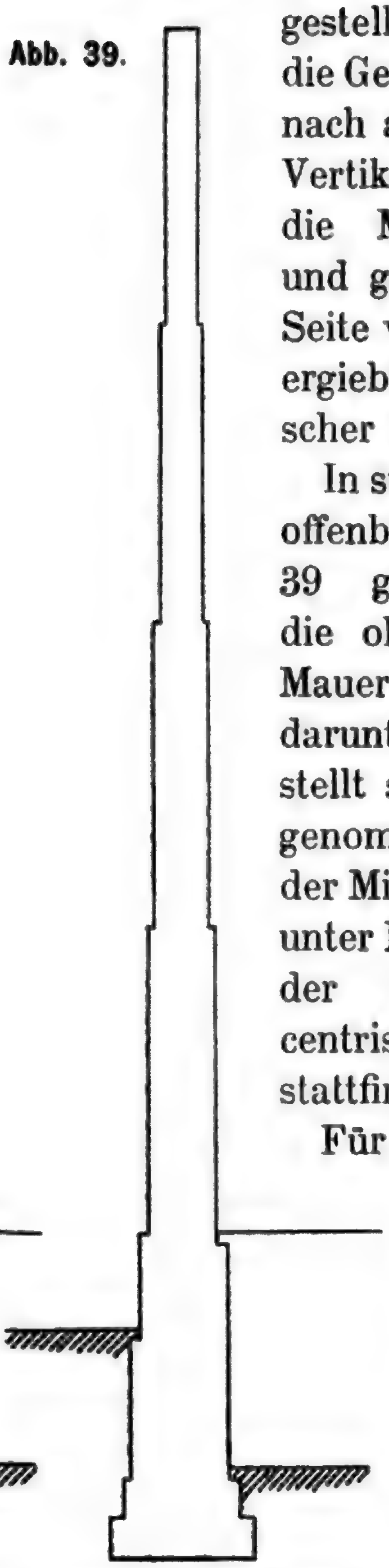


Abb. 39.



gestellt, wie Abb. 38 zeigt; die Geschossemauern sind nach aussen in derselben Vertikalebene, so dass die Mauerabsätze ganz und gar nach der innern Seite vortreten. Dadurch ergiebt sich ein excentrischer Druck.

In statischer Hinsicht ist offenbar das Profil, Abb. 39 günstiger, wonach die oberen schwächeren Mauern mitten auf die darunter stehenden gestellt sind, oder strenger genommen, nur soviel von der Mitte abweichen, dass unter Mitberücksichtigung der Gebälkelast die centrische Druckwirkung stattfindet.

Für die erstere Anordnung wurden mehrere Gründe geltend gemacht, die aber mehr oder weniger hinfällig sind. Früher war es allgemein üblich unter der Balkenlage eine sogen. Mauerlatte anzuwenden, welche auf dem $^1/_2$ Stein starken Mauerabsatze ihr Auflager findet,

so dass eine Schwächung der Mauerstärke dadurch nicht herbeigeführt wird. Ist ein Mauerabsatz nicht vorhanden, oder ist er geringer als ½ Stein, so muss auf die Anwendung der Mauerlatte verzichtet werden, weil andernfalls die in das obere Mauerwerk eingreifende Mauerlatte dasselbe in unzulässiger Weise schwächen würde, da das Holz zusammentrocknet und somit dem Mauerwerke keine Unterstützung gewährt. Die Mauerlatte erleichtert das Verzimmern und das Verlegen der Balkenlagen, und vertheilt den Druck der Balkenköpfe, was besonders über den Bögen der Thüren und Fenster günstig ist. Dennoch ist man in neuerer Zeit mehr und mehr von der Anwendung der Mauerlatten abgekommen; man hat durch die Erfahrung erkannt, dass sie sehr wohl entbehrlich sind; das Verzimmern und Verlegen lässt sich mit Hülfe von Maasslatten bewirken, über den vollen Mauerpfeilern ist die Druckvertheilung der Balkenköpfe nicht nöthig und über den Bögen der Thüren und Fenster wendet man zur Druckübertragung eiserne Balken an, oder bewirkt die Ueberdeckung dieser Oeffnungen allein durch eiserne Balken. Sonach sind die Mauerlatten entbehrlich und man lässt sie um so lieber fort, da sie der leichteren Zerstörung durch Fäulniss und Schwamm unterworfen sind.

Für die in Abb. 38 gezeichnete Anordnung, die Mauern aller Geschosse aussen bündig zu stellen, wird weiter angeführt, dass dadurch in den oberen Geschossen an nutzbarem Raum gewonnen wird. Dieser Vortheil muss aber der Erreichung grösserer Standsicherheit des Gebäudes geopfert werden.

Weiter ist zu Gunsten der in Abb. 38 gezeichneten Anordnung und gegen die in Abb. 39 dargestellte An-

Digitized by Google

ordnung anzuführen, dass durch die äusseren Mauerabsätze das Eindringen von Wasser befördert wird. Diese Gefahr ist aber durch zweckmässige Konstruktionen, als Quaderabdeckung mit Falz oder Metallabdeckung, oder Abdeckung von glasirten Ziegeln in Cement vermauert, etc. zu verhindern, wie denn äussere Mauerabsätze durch vortretende Sockelmauern, aussen vortretende Geschossmauern, vortretende Gurt- und Brüstungsgesimse schon bisher in ausgedehntem Maasse hergestellt sind. Das Vortreten der Sockelmauern, und bei höheren Gebäuden auch das Vortreten der unteren Geschossmauern wird schon durch das ästhetische Gefühl gefordert, und ist daher bei vielen Bauwerken ausgeführt.

Somit sind äussere Mauerabsätze nicht in dem Grade bedenklich zu erachten, wie es von einigen Seiten behauptet ist. Es ist übrigens keineswegs geboten, das Profil in äusserster Strenge, wie Abb. 39 anzuordnen.

Werden z. B. bei einem 4 Geschosse hohen Gebäude je 3,5 m hoch, im Erdgeschosse 77 cm, in den oberen Geschossen bezw. 64, 51 und 38 cm stark, — in den 3 Obergeschossen die Mauern aussen bündig gestellt (wie in Abb. 38), so ergiebt sich dann an der Basis des 1. Obergeschosses eine Excentricität von $5\frac{1}{2}$ cm, also die Entfernung von der Schwerlinie: der Aussenseite = $26\frac{1}{2}$ cm und der Innenseite = $37\frac{1}{2}$ cm, — also nach dem umgekehrten Verhältnisse der Druck an der Aussenseite zu dem $1\frac{1}{5}$ fachen und an der Innenseite zu dem $\frac{4}{5}$ fachen des gleichmässig vertheilten Druckes. Dieser Druckunterschied ist für das Mauerwerk zulässig. Lässt man nun die Mauer des

Digitized by Google

Erdgeschosses nach aussen 12 cm vortreten, so ist in dieser Mauer keine Excentricität des Druckes vorhanden.

Liegt nun aber gegen das Vortreten der Mauer des Erdgeschosses ein gewichtiger Grund vor, oder ist diese Mauer auch nur 64 cm stark, so lässt sich durch angemessene Vorsprünge des Sockels, bezw. der Grundmauer oder der Fundamentabsätze jedenfalls erreichen, dass an der Sohle des Fundamentes keine Excentricität, sondern eine gleichmässige Vertheilung des Druckes an der Sohle der Fundamentmauer und auf das Erdreich unter derselben vorhanden ist. Auf den letztern Umstand, die gleichmässige Vertheilung des Druckes auf den Erdboden, ist besonders grosser Werth zu legen, denn da der Widerstand der meisten Bodenarten geringer ist, als der Widerstand des Mauerwerks, so wird durch einen ungleichen Druck auf den Boden ein ungleiches Eindrücken in denselben, und in Folge davon die Zerklüftung des Mauerwerks, sowie das Verschieben, das Ausweichen des Fundamentes veranlasst.

Diesem Verhalten ist bisher nicht die nöthige Beachtung zugewandt. Man hat eben früher angenommen, dass der ungleiche Druck, der durch die Mauerabsätze entsteht, durch den Verband völlig, oder doch nahezu völlig ausgeglichen werde, so dass an der Fundamentsohle ein gleichmässiger Druck auf den Erdboden stattfinde. Es ist aber vorstehend dargelegt worden, dass diese Ansicht eine irrige ist, und dass daher der excentrischen Druckwirkung im Bauwesen die sorgfältigste Beachtung im Interesse der Sicherheit muss zugewandt werden.

Digitized by Google

Das Ausweichen der Umfassungsmauern findet in der Regel nach aussen statt, da dem Ausweichen nach innen die Scheidewände, sowie die Verstrebung durch die Decken entgegenwirken. Daher ist es räthlich, dass an der Fundamentsohle die Entfernung der Aussenkante von der Schwerlinie etwas grösser angenommen wird, als die Entfernung der Innenkante, so dass also eine mässige Excentricität nach Innen stattfindet.

Bei **Schmorl & von Seefeld Nachf.** in **Hannover**
sind ferner erschienen:

	ℳ
Hunaeus, Reg.- und Baurath. Der Umbau des Welfenschlosses in Hannover für die Techn. Hochschule zu Hannover. Mit einer Einleitung vom Geheimen Regierungsrath Launhardt. 4. 36 S. mit Zeichnungen	6,00
Jentzen, E. Kurze Abhandlung der Linear-Perspective für Architekten, Polytechniker, Bauhandwerker etc. Mit 63 Holzschnitten. gr. 8	1,50
Kaven, A. von, Baurath. Collectaneen über einige zum Brücken- und Maschinenbau verwendete Materialien, Schmiedeeisen, Stahl und Gusseisen. Mit 11 Holzschnitten. 4. 51 S.	1,50
—, Ueber die Konstruktion von Wegebrücken über der Bahn, Brückthoren unter der Bahn und Rampen-Kanälen. Mit 5 Zeichnungstafeln. 4. 74 S.	4,00
Keck, W., Geh. Reg.-Rath, Professor an der Königl. Techn. Hochschule zu Hannover. Ueber die Ermittelung der Spannungen in Fachwerksträgern, mit Hülfe der graphischen Statik. gr. 4. 23 S. mit Zeichnungen	1,00
—, Ueber das zu Brücken-Konstruktionen zu verwendende Schmiedeisen, Blech und Façoneisen. Mit Holzschnitten und einer Tafel. 8. 42 S.	1,00
Laboratorium, das chemische, der Universität Göttingen; Beschreibung des Baues vom Landbauinspektor Breymann zu Göttingen; Beschreibung der apparativen Einrichtung vom Reg.-Baumeister Kirstein zu Berlin. 1890. 28 S. mit Zeichnungen. carton	6,00
Launhardt, Geh. Regierungsrath, Prof. an der Königl. Techn. Hochschule zu Hannover. Das Massen-Nivellement. 1877. 2. Aufl. 8. 40 S. mit 1 Tabelle und 1 Blatt Zeichnungen	2,00
—, Die Steigungsverhältnisse der Strassen. 1880. 8. 49 S.	1,00
Preisgekrönt vom Verein deutscher Eisenbahn-Verwaltungen:	
—, Theorie des Trassirens. Heft I, Die kommerzielle Trassirung. 1887. 2. Aufl. 8. 112 S. mit 19 Holzschnitten	3,00
—, — Heft II, Technische Trassirung der Eisenbahnen. 1888. 8. 259 S. mit 23 Holzschnitten	6,00

Bei **Schmorl & von Seefeld Nachf.** in **Hannover**
sind ferner erschienen:

	ℳ
Rechtern, E., Marine-Oberbaurat, u. Reg.-Baumeister, Professor H. Arnold. Der Bau der zweiten Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven. 1891. 68 S. mit 14 Bl. Zeichnungen. 4. kart.	20,00
Ross, F. W., Privatbaumeister und amtlich beeidigter Schätzer. Leitfaden für die Ermittelung des Bauwerthes von Gebäuden, sowie dessen Verminderung mit Rücksicht auf Alter und geschehene Instandhaltung. 5. und 6. Tausend. Erheblich vermehrte Aufl. Taschen-Form. 160 S. geb. 1894	3,00
Rowald, Stadtbauinspector zu Hannover. Die neueren Formen des städtischen Wohnhauses in Deutschland, gesammelt vom Verbande deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine. Im Auftrage des Hannov. Architekten- und Ingenieur-Vereins bearbeitet. 1889. 4. 50 S. mit Zeichnungen. carton	6,00
—, Brauch, Spruch und Lied der Bauleute. 1892. 8. 183 S. ungeb. 2,40 ℳ, eleg. geb. in Renaiss.-Einband	3,40
Schultz, W., Königl. Baurath zu Nienburg a. W. Werkmaass und Zahlenverhältnisse griechischer Tempel. (Erechtheion zu Athen und Athene-Tempel auf Aegina) 1893. 4. 60 S.	3,00
Schwering, L., Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspektor zu Hannover. Die Arbeiter-Kolonie Leinhausen bei Hannover. 4. 20 S. mit Zeichnungen	2,00
Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover. Herausgegeben von dem Vorstande des Vereins. Redigirt von Geheimrath Keck, Prof. an der Techn. Hochschule zu Hannover. 4. Mit zahlreichen Tafeln und in den Text gedruckten Holzschnitten.	
Bd. IX—XIX (Jahrgang 1863—73) à	20,00
Bd. XX—XLII (Jahrgang 1874—96) à	24,00

Druck von Gebrüder Jänecke, Hannover.

Digitized by Google

[illegible] Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google